

СЕКЦИЯ ПЕРСПЕКТИВНЫХ НАПРАВЛЕНИЙ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ В ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВЕ

Студентка магистратуры 2 года обучения 41 группы ИСА Бардашова Д.Г.

Научный руководитель – доц., канд. архитектуры А.В. Попов, ст. преп. Т.В. Сорокоумова

ЛЮДСКИЕ ПОТОКИ И ИХ ОРГАНИЗАЦИЯ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ МАССОВЫХ МЕРОПРИЯТИЙ

В России летом 2018 года прошел Чемпионат мира по футболу, который принимали одиннадцать городов нашей страны. По статистике, посещаемость матчей ЧМ-2018 по футболу составила 3 031 830 зрителей. На ЧМ-2014 в Бразилии 64 игры посетили 3 429 873 зрителя, что больше, чем и на предыдущих четырёх чемпионатах. Уровень таких мероприятий требует индивидуального подхода к планированию пешеходных путей и благоустройства прилегающей территории.

По результату проведения Чемпионата мира в России были выявлены серьезные недостатки благоустройства окружающей территории на стадионах, которые нуждались в:

Комплексном подходе к проектированию периметра. Планировочную организацию территории футбольных стадионов следует проектировать с учетом обеспечения беспрепятственного и эффективного прибытия, перемещения и отбытия всего количества посетителей и их транспортных средств через транспортные и переходные контрольно-пропускные пункты (КПП) в течение короткого промежутка времени [1].

Благоустройстве территорий. Размещение зеленых насаждений на территории футбольного стадиона должно обеспечивать защиту окружающей застройки от шумового воздействия. На территории футбольного стадиона следует предусматривать размещение малых архитектурных форм: скамьи для отдыха, урны, флаштоки, вазоны, рекламные конструкции, скульптуры и др. [2].

Моделировании пешеходных потоков. Требуется разрабатывать планы людских потоков по методам моделирования пешеходного движения. В настоящее время существуют несколько моделей движения людских потоков: модель магнитных сил; модели с использованием теории очередей; модель клеточных автоматов; газокинетическая модель; модель социальных сил. Самой распространенной является модель социальных сил, которая

реализована в таких программах как PTV Vision Viswalk, SIMWALK, Citilabs Cube Dynamics, Quadstone Paramics [3].

Моделирование помогает решить задачи, не только нацеленные на проведение массовых мероприятий, но и на осуществление массовой эвакуации при возникновении чрезвычайной ситуации. Так же модель позволяет дать оценку степени готовности внешней инфраструктуры стадионов и прогнозировать нагрузки в дни проведения матчей.

Рассмотрим классические особенности поведения потока: пешеход, ориентируясь в текущей ситуации, стремится найти самый короткий путь; психология движения имеет индивидуальный характер; эргономические особенности всех категорий участников движения и их зона комфорта; изменяемость траектории движения при наличии объектов притяжения.

Моделирование людских потоков осуществляется по этапам:

1. Подготовка первоначальных данных. Сбор информации о структуре людских потоков (зрители, болельщики), скорости движения, пути и цели движения (цель потока - стадион). Так же информация о геометрии сети, к ней относятся все препятствия, пункты досмотра.

2. Определение области моделирования. В границы моделирования входят точки притяжения людей и несколько внешних периметров стадиона, в которых существуют разные ограничения и правила движения. В районе стадиона нужно выделять такие периметры, как внутренний периметр стадиона, внешний периметр безопасности стадиона, транспортный периметр и промежуточный транспортный периметр. Особого внимания требует внешний периметр безопасности, который включает в себя следующие аспекты: разделение внешнего периметра на сектора; устройство участков проверки билетов на нескольких уровнях и отслеживание групп зрителей; точность маршрутов [4].

3. Внесение в модель первоначальных данных о спросе и геометрии сети и настройка параметров модели.

Информация о геометрии сети вносится в модель импортом файлов из CAD или вручную. При внесении в модель информации о спросе нужно знать принципы движения пешеходов: пересечение потоков с проезжей частью, создание очередей к кассам, турникетам и пунктам проверки.

4. Расчет нужно производить, учитывая силы, влияющие на каждого пешехода от других участников движения, от ограждений и препятствий, от объектов притяжения.

5. Анализ результатов. Проанализировав результаты, мы получаем удовлетворительные условия для создания планировочных решений или неудовлетворительные условия, что влечет за собой предложения

по оптимизации и изменение модели, после чего опять производится расчет и анализ результатов.

Подготовленность инфраструктуры к проведению чемпионата и эффективность планировочных решений характеризуются:

- *Параметрами плотности людского потока.* Плотность потока является главным показателем комфорта и безопасности движения людей. Из-за высокого спроса на мероприятие и неправильной организации людских потоков могут образоваться области нестабильности, то есть с высокой плотностью потока, что может вызвать чрезвычайные ситуации. При проведении массовых мероприятий, рассматриваются высокие плотности людских потоков при всех режимах движения. Поэтому при рассмотрении планировочных решений нельзя допускать высокой и продолжительной плотности потока на больших площадях.

- *Временем, затраченным на дорогу* должно удовлетворять параметрам пешеходной доступности. Для этого нужно проанализировать условия улично-дорожной сети: учесть все светофоры, пересечения пешеходных и транспортных потоков, качество покрытия. Также следует брать в расчет количество остановок в пути.

- *Временем ожидания.* Период времени, когда участники движения находились в неподвижном состоянии. Например, время в очереди к кассе, входной группе, турникету или пункту досмотра.

- *Средней скоростью движения людского потока* зависит от наличия точек притяжения, от ширины тротуара, от препятствий и сужений на дороге («бутылочное горлышко»). Нельзя допускать участки, где средняя скорость стремится к нулю.

При получении результата моделирования и его оценки ставятся задачи по совершенствованию организации движения людских потоков, которые также разрабатываются в модели.

Результатом применения моделирования движения людских потоков являются меры по организации движения с доказательством их продуктивности и безопасности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 285.1325800.2016 "Стадионы футбольные. Правила проектирования", 2016
2. Стандарт РФС (СТО) "Футбольные стадионы", 2016
3. *Мельников Р.В.* Моделирование пешеходных потоков при подготовке к проведению мега-событий// «Инженерный вестник Дона» Ростов-на-Дону, - 2017, - №2.
4. *Шипилов Р.В.* Ключевые аспекты безопасности в проектировании спортивных сооружений// Известия КазГАСУ, - 2009, - №1.

ЭКОЛОГИЗАЦИЯ КАК НОВЫЙ ИНСТРУМЕНТ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Градостроительное проектирование представляет собой многогранный комплекс видов деятельности, начиная с территориального планирования вплоть до самого строительства [1].

На каждой из ступеней формирования и развития любого населенного места, ведущие инженеры и архитекторы опираются на соответствующего рода нормативную литературу и стараются совершенствовать проект так, чтобы все пространственно-организованные и взаимосвязанные компоненты городской среды необходимым образом сочетались с природными элементами, которые, в свою очередь, формируют окружающую нас среду.

Городская среда априори должна гармонично взаимодействовать с естественным творением «зеленого мира», то есть с природой. Известный нидерландский философ Бенедикт Спиноза пишет: «Всё, что против природы, то и против разума, а что против разума, то нелепо, а потому должно быть отвергнуто». Именно данные строки дают понять, что сохранение природы и устойчивой окружающей среды – есть то самое недостающее звено в градостроительном проектировании и именно эту концепцию отражает в себе экологизация городской среды.

Экологизация городской среды – есть та самая парадигма, отражающая идеи сохранения окружающей среды и формирования устойчивого развития экологического характера в сферах градостроительной деятельности.

Начало развития экологизации было положено в 1972 году на проведении Стокгольмской конференции ООН, где рассматривались вопросы состояния окружающей среды, а также перспективы устойчивого развития цивилизации в целом. Была создана структура – United Nations Environment Programme – программа ООН по окружающей среде (далее ОС) (ЮНЕП) с целью направить силы правительства и компетентных органов в русло бережного отношения к ОС через создание специальных возможностей для улучшения качества жизни нынешнего поколения без ущерба для будущего [2].

В 1987 году появилось первое упоминание об устойчивом развитии в СМИ на период создания комиссии ООН по ОС и развитию с целью решения вопроса о необходимости поиска модели устойчивого развития. Был опубликован доклад «Наше общее будущее», также известный под названием Гру Харлем Брундтланд, возглавлявшей

работу Комиссии. Целью доклада был поиск новой модели развития цивилизации под именем устойчивого развития, а достижение цели планировалось путем решения социально-экономических и экологических задач.

Прежде чем состоялась конференция в Рио-де-Жанейро в 1992 году, в 1989 году Генеральная Ассамблея ООН приняла резолюцию, направленную на организацию проведения специальной конференции для решения вопросов охраны окружающей среды, устойчивого развития и т.д. 1992 год стал точкой отсчета пути «зеленого будущего», что понимается, как приоритет аспекта экологизации в градостроительном проектировании.

Ниже представлена таблица иерархически расположенных принятых решений относительно событий по устойчивому развитию и соответствующих им дат.

Таблица 1

Соотношение принятых решений относительно устойчивого развития в аспекте экологизации с датой их реализации

| Дата события | Принятые решения |
|--------------|--|
| 1972 | Стокгольмская конференция. Решение вопросов по состоянию ОС и перспектив развития цивилизации в условиях роста населения. Создание структуры программы ООН по ОС (ЮНЕП) |
| 1987 | Первое упоминание об устойчивом развитии в СМИ |
| 1989 | Принятие резолюции. Организация проведения специальной конференции для решения вопросов охраны ОС и устойчивого развития |
| 2002 | ЮАР, Йоханнесбург. Всемирная встреча по устойчивому развитию. Цель – оценить достижения, изменения или же новые проблемы после встречи на высшем уровне «Планета Земля» в 1992 году. |
| 2012 | Конференция ООН в Рио-де-Жанейро. Принята декларация относительно всех аспектов устойчивого развития |

Для поиска источников и механизмов финансирования данной программы сохранения ОС в апреле-мае 1992 состоялось немало встреч в Токио, где собрались важные политические и финансовые лидеры мирового уровня. После в Малайзии состоялась встреча министров иностранных дел развивающихся стран. Также в серии вышеописанных встреч принял участие Вашингтон, принявший у себя руководителей Международного валютного фонда и Всемирного банка.

Последнее из событий на сегодняшний день касает устойчивого развития является конференция ООН в Рио-де-Жанейро, которая состоялась 20-22 июня 2012 года.

В данном мероприятии, которое является самым крупным в истории ООН, приняли участие более 45000 человек, в их числе 12000 делегатов из 188 стран мира, около 10000 представителей общественных организаций и 4000 журналистов [3].

Данная конференция для каждого из нас является важнейшим шагом и уникальной возможностью изменить свою жизнь, а главное не во вред последующим поколениям и сделать то будущее, которое мы хотим, именно под таким названием была принята декларация относительно всех аспектов устойчивого развития. Здесь отмечалось, что современные высказывания по поводу улучшения качества среды и устойчивого развития звучали, не так категорично, как на конференциях 1972 и 1992 годов. Основанием того является то, что если на предыдущих встречах формулировались определенные задачи, то сейчас пришло время подвести их итоги. К сожалению, во многих странах мира вышеупомянутым проблемам не уделялось достаточно внимания.

Можно сделать вывод, что для решения поставленных задач необходима новая концепция, идеи в отношении эколого-социального развития, основанные на энергоэффективности экологизации городской среды и производительности труда, без участия вспомогательной нагрузки на природные ресурсы и климат.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Авдотьин Л.Н.* Градостроительное проектирование [Текст] / Л.Н. Авдотьин, И.Г. Лежава, И.М. Смоляр. –М.: Учебник для ВУЗов, 1989. – 432с.
2. Экологизация как условие инновационного развития России: материалы Всероссийской научно-практической конференции г. Нижнекамск, 26 марта 2013 г; отв. ред. О.Д. Агапов, Л.Н. Салимов, Е.И. Галеева. – Казань. Изд-во «Познание» института экономики, управления и права, 2013. 280 с.
3. На пути к устойчивому развитию России. Итоги конференции «Рио+20»: новые возможности: [Электронный ресурс]. М. 2012. URL: http://www.ecopolicy.ru/upload/File/Bulletins/B_61.pdf. (Дата обращения 10.02.2019).

ПЛОТНОСТЬ УЛИЧНО-ДОРОЖНОЙ СЕТИ КАК ПОКАЗАТЕЛЬ ОБЕСПЕЧЕННОСТИ ТЕРРИТОРИИ ТРАНСПОРТНЫМ ОБСЛУЖИВАНИЕМ

Одним из базовых укрупненных показателей, используемых в отечественной проектной практике для оценки транспортного обслуживания, является плотность улично-дорожной сети (далее УДС). Плотность количественно отражает дефицит или профицит улично-дорожной сети, и применяется исходя из гипотезы, что существует оптимальное его значение, обеспечивающее необходимый запас пропускной способности для рассматриваемой территории. Показатель рассчитывается как отношение длины транспортных связей к площади территории:

$$P = \frac{L}{S}, \text{ км/км}^2;$$

где L – протяженность улиц и дорог, км; S – площадь рассматриваемой территории, км².

При этом общепринятая методика имеет особенности: в расчет принимается площадь внутри границ разработки градостроительной документации, т.е. отсутствует базовая планировочная единицы для расчета; протяженность улиц смежных с соседними территориями делится на 2, чтобы при суммировании показателей плотности соседних районов улицы не учитывались дважды.

Исходя из нормативной и научной литературы и многолетнего отечественного опыта градостроительства, базовой планировочной единицей является район, так как имеет наибольшее разнообразие функций, что в свою очередь определяет набор функциональной работы, требующихся от прилегающей УДС.

В настоящее время в отечественной практике принято дифференцировать показатель плотности УДС в зависимости от категории лиц и дорог, пролегающих по рассматриваемой территории, соответственно различают плотность магистральной сети, районной сети и местной сети. Дифференциация предполагает под собой то, что в показатель заложены характеристики уровня доступа и общей иерархии транспортной сети. При этом показатель плотности не учитывает планировочную структуру города и его транспортной сети, то есть показатель отображает дефицит или профицит функциональной работы

УДС, но не отражает диспропорции развития поперечных и продольных транспортных связей территории города.

Впервые численный показатель плотности УДС был закреплён в СНиП II-60-75, в котором было рекомендовано значение от 2,2 км/км² до 2,4 км/км². Единновременно с этим, согласно общераспространённому мнению, плотность УДС была дифференцирована в зависимости от категорий дороги, её составляющих, или от местоположения рассматриваемой территории в общей системе расселения города и получала соответствующие рекомендуемые значения, которые позже также были закреплены в нормативной литературе [1-3].

1. СНиП II-60-75** рекомендовал плотность магистральной УДС на расчетный срок 2,2-2,4 км/км².

2. СНиП 2.07.01-89* не нормировал величину плотности улично-дорожной сети, но при этом регулировал плотность сети наземного пассажирского транспорта и предлагал её значение в интервале от 1.5 до 2.5 км/км², что влияет на значение плотности УДС

3. МГСН 1.01.98 предполагал, что заложение транспортной инфраструктуры в зонах жилой и общественной застройки должно обеспечить её плотность: в центральной зоне 9.5 км/км², средней зоне 8 км/км², в периферийной зоне города 6.5 км/км². При этом МГСН 1.01.98 также предлагает значения плотности магистральной УДС 3 км/км², а на расчетный срок 2.1 км/км², а среднее значение плотности все УДС 8 км/км².

4. СП 42.13330.2011 не закреплял количественные значения плотности УДС, но была нормирована плотность сети НГПТ. Также, как и в предыдущей редакции был предложен интервал 1.5-2.5 км/км², но предполагалось увеличение данного значения в центральной зоне до 4.5 км/км².

Стоит отметить, с точки зрения градостроителя-проектировщика, что проблема соблюдения нормативного значения заключается в методике планирования улиц и дорог - их закладка в плане города, происходит на различных этапах градостроительного проектирования. Магистральная УДС планируется исключительно на стадиях разработки генеральных планов, тогда как местная УДС закладывается при разработке проектов планировки территории. Соответственно при дефиците УДС магистральной сети разработчик градостроительной документации не может его компенсировать, если это не предусмотрено генеральным планом поселения.

Как итог можно заключить, что показатель плотности УДС в его современном виде является дескриптором, то есть даёт описательную оценку состоянию транспортного обслуживания, а, следовательно, не объективную. Также следует отметить отсутствие конкретной информации о достаточном запасе пропускной способности или же его

дефиците. В связи с этим можно заключить, что плотность улично-дорожной сети как показатель обеспеченности территории транспортным обслуживанием не состоятелен, и требуются научные исследования по проверке и актуализации методов расчета либо по разработке новых методик.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. МГСН 1.01-98 Московские городские строительные нормы. Временные нормы и правила проектирования планировки и застройки г. Москвы. 1999 г.

2. СП 42.13330.2010 Строительные нормы и правила. Градостроительство. планировка и застройка городских и сельских поселений

3. СП 42.13330.2011 Свод правил. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений.

ВНЕДРЕНИЕ ИНФРАСТРУКТУРЫ ПЕРЕХВАТЫВАЮЩИХ СТОЯНОК В СИСТЕМУ ТРАНСПОРТНОГО ОБСЛУЖИВАНИЯ ГОРОДА МОСКВЫ

Одним из главных направлений градостроительной деятельности в городе Москве является освоение общественных пространств или территорий общего пользования.

К территориям общего пользования относят парки, скверы, площади, улицы и, конечно же, транспортно-пересадочные узлы (ТПУ).

ТПУ являются территориями, внутри которых осуществляется пересадка пассажиров как с одного вида транспорта на другой, так и между маршрутами однотипного транспорта. Кроме того, в состав ТПУ входят объекты социальной инфраструктуры. Иными словами, ТПУ совмещает зоны транспортного и социально-бытового обслуживания населения.

Одним из главных элементов в составе ТПУ являются стоянки, которые используются в целях: парковки индивидуального автотранспорта с последующей пересадкой на другие виды транспорта (перехватывающая стоянка), парковки в целях посещения объектов социальной инфраструктуры ТПУ (приобъектная стоянка), парковки в целях высадки пассажиров (краткосрочная стоянка).

Наиболее перспективным из направлений развития ТПУ является внедрение или расширение инфраструктуры перехватывающих стоянок в составе ТПУ.

В настоящее время частым явлением обозначают проблемы с разделением пространства в ТПУ. В основном это связано с неравномерным размещением и использованием перехватывающих стоянок в составе ТПУ. В связи с чем акцентируется внимание на такие проблемы как: возникновение локальных парковочных мест вдоль дорог и на газонах в непосредственной близости с ТПУ, уменьшение пропускной способности улично-дорожной сети в ТПУ, увеличение нагрузки на улично-дорожную сеть в связи отсутствием парковочных пространств в составе узла.

Одним из способов решения указанных проблем является увеличение количества и параметров перехватывающих стоянок. Исходя из этого, необходимо проанализировать и учесть зарубежные методы решения данного вопроса.

В 1974 году в Великобритании был поставлен эксперимент по внедрению перехватывающих парковок в состав ТПУ. Эксперимент

оказался удачным: в ходе процесса было замечено значительное снижение трафика на улицах городов, увеличение экономического развития, уменьшение выбросов в атмосферу и загрязнения окружающей среды. Эти и другие показатели были достигнуты благодаря предоставлению дополнительных автостоянок в составе ТПУ, возникновения пояса парковок вокруг центральной части города, введения новых маршрутов пассажирского транспорта, увеличение сети пешеходных дорожек за счёт включения узких улиц центра города в состав пешеходной сети, внедрению мер по управлению движением.

В настоящее время развитие транспортной инфраструктуры является ведущим направлением деятельности Департамента Градостроительной политики города Москвы. В связи с чем, информация, получаемая от органов исполнительной власти города Москвы и различных подведомственных структур, проходит тщательный анализ, по результатам которого выстраивается дальнейшее планирование градостроительной деятельности. Примером такой аналитической работы служит исследование увеличения уровня автомобилизации населения: по прогнозам 2010 года уровень автомобилизации Москвы в 2017 году должен был составить 380 автомобилей на 1000 населения, а для Московской области - 420 автомобилей на 1000 человек.

Несмотря на данные прогнозы на 2017 год мы имеем 448 автомобилей на 1000 человек по Москве и 353 автомобиля на 1000 человек по Московской области. Несомненно, наблюдается весьма заметное увеличение скорости уровня автомобилизации. В связи с данными показателями возникает необходимость внедрения системы мер по массовой пересадке населения, которое имеет места трудового тяготения в пределах Московской агломерации в целом, и Московской кольцевой автодороги в частности. В том числе возникает необходимость изучения спроса на альтернативные виды пересадки. Подобное исследование провели коллеги из Великобритании на примере крупных и небольших городов Европы, имеющих радиально-кольцевую систему планировки города. Проанализировав указанное исследование, напрашивается вывод того, какие мероприятия послужат улучшению транспортной ситуации в Москве.

Во-первых, возникает необходимость увеличения количества парковочных мест в составе ТПУ. Возможным решением данного вопроса является расширение уже существующих стоянок или строительство новых, входящих в состав ТПУ. Данные меры позволяют уменьшить число возникающих стихийных парковок на территории зеленых насаждений и вдоль дорожного полотна.

Во-вторых, увеличение количества маршрутов городского наземного пассажирского транспорта центральной части города и уменьшение интервалов движения между подвижным составом ведет к увеличению

мобильности пассажиров, следствием чего использование общественного транспорта становится более приоритетным.

В-третьих, возникает необходимость реорганизации движения центра Москвы. Например, сделать такое движение менее доступным для автомобилей и более доступным для пешеходов путём введения льгот для автомобилистов, готовых поменять индивидуальный автотранспорт на общественный, и санкций для тех, кто не желает расставаться с автомобилем. Одной из таких санкций является введение оплаты за проезд в исторический центр. Так, властями Венеции с 1-го мая 2019 года будет введена оплата за въезд в исторический центр города в размере 3 евро. Похожие меры позволят автовладельцам задуматься и чаще прибегать к использованию сети перехватывающих стоянок в ТПУ и центральной части города.

В-четвёртых, создание пояса перехватывающих парковок в ТПУ в срединной и центральной частях города, предлагая льготную пересадку на велосипед. Это возможно при расширении существующей велосипедной сети и улучшения инфраструктуры для использования данного вида транспорта.

Итогом реализации указанных мероприятий является создание устойчивой системы, которая сможет конкурировать с использованием индивидуального транспорта, следовательно, способной в той или иной степени повлиять на транспортную ситуацию в Москве.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Статья 1 пункт 12 Федерального Закона от 29.12.2004 № 190-ФЗ «Градостроительный кодекс Российской Федерации» (ред. от 25.12.2018).
2. *Власов Д.Н.* Транспортно-пересадочные узлы крупнейшего города (на примере Москвы): АСВ, 2009, с. 31-63, с. 86-87.
3. *Власов Д.Н.* Транспортно-пересадочные узлы: НИУ МГСУ, 2017, с. 27-32, 44-65.
4. *Власов Д.Н., Данилина Н.В.* Перехватывающая стоянка как ключевой элемент транспортно-пересадочного узла// Недвижимость: экономика, управление. - 2011. - N 2. - С. 55-58.
5. [электронный ресурс] Информационный ресурс <http://carfor.ru/n/164.html>.
8. [электронный ресурс] Информационный ресурс <https://stroi.mos.ru/tpu>.

ФОРМИРОВАНИЕ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОЙ КОНЦЕПЦИИ ПРИБРЕЖНЫХ ТЕРРИТОРИЙ В ИСТОРИЧЕСКОМ ЦЕНТРЕ ПЕРМИ

Принципы формирования градостроительной концепции основываются на количественных и качественных факторах «окружающей среды», оказывающих влияние на определённом временном отрезке возникновения поселения и его последующих градостроительных трансформациях.

История города Перми началась со строительства медеплавильного завода в 1723 году на реке Егошихе (далее река - р.), которая является притоком большой р. Камы. Пермская земля была богата полезными ископаемыми, а р. Кама – малыми притоками. Так в 1736 году открывается второй медеплавильный завод, но уже на другом притоке р. Кама – р. Мотовилиха. С того времени эти два градообразующих завода развиваются параллельно, а вокруг них разрастаются два разных поселения – Пермь и Мотовилиха. До 1938 года эти два поселения с чётко выраженными историческими центрами были двумя разными самостоятельными административно-территориальными единицами, в настоящее время – территория города Перми, через которую, помимо притоков Камы, Егошихи и Мотовилихи, протекает ещё немало количество притоков рек. Одним из них является р. Ива, которая протекает в непосредственной близости от р. Мотовилихи (т.е. в равной степени участвует в историческом формировании поселения Мотовилихи). После образования города Перми на указанных объединённых территориях, значимость Мотовилихинского района в сравнении с остальными оказалась значительно ниже. На это в том числе повлияла транспортная удалённость от культурно-делового центра города Перми.

Многие десятилетия градостроительная политика Перми была направлена на обеспечение связности территории города. Новые осваиваемые территории активно застраивались жильём. Новые микрорайоны Мотовилихи стали площадкой для воплощения как плановых государственных задач по обеспечению населения жильём, так и площадкой для реализации новых смелых идеи и задумок. А именно, по замыслу архитектора и директора школы Баухауз Ханса Майера должен был появиться новый городской центр Перми. Так был построен первый 16-ти этажный дом – «трамплин» (рис. 1). К сожалению, смелым задумкам перехода от одного исторического центра города к другому (новому центру) не суждено было сбыться, так

как не были учтены важные факторы наличия на территории малых рек - притоков Камы.



Рис.1 – Проект застройки микрорайона Городские горки (арх. Ханс Майер, 1937-1938 гг.)

застройки новых территорий долины малых рек были исключены из развития городской среды. Эти земли отводились, в основном, для сельскохозяйственного использования, в результате чего с середины 50-х годов 20 века эти долины рек постепенно обросли коллективными садами.

В настоящий момент каждый лог представляет собой заросшую впадину с россыпью полузаброшенных садовых участков и/или гаражей. Такая территория представляет повышенную опасность для случайных прохожих. Представляется, что необходимо выявить заброшенные и жилые частные участки, составить список собственников и, по принципу соучастного инвестирования, предложить вложить участок в развитие рекреационной зоны с выделением собственникам коммерческих площадей эквивалентных вложениям.

В результате проведенного исследования территории подготовлены базовые предложения по формированию градостроительной концепции прибрежных территорий в историческом центре Перми (три последовательных этапа):

I этап - использование муниципальной земли в долине р.Ива с целью создания комфортной и безопасной рекреационной зоны в микрорайоне Ива с пешеходным сообщением с микрорайоном Садовый.

II этап - диалог с владельцами гаражей и коллективных садов вдоль территории долины р.Ива в форме анкетирования и публичных слушаний с целью вовлечения землевладельцев и землепользователей в создание новых объектов рекреации (кафе, спортплощадки, открытые

Основное сообщение между логами (районами и микрорайонами, разделёнными речными оврагами), осуществляется «дамбами» – автомобильными мостами (рис. 2). Тем не менее, данные территории, в виду изолированности от магистральных улиц и даже дорог местного значения, представляют собой тихие благоприятные для прогулок и отдыха зоны. В ходе



Рис. 2 – План г. Перми с выделением прибрежных территорий малых рек Мулянка, Данилиха, Егошиха, Ива, Мотовилиха

музеи и т.п.), привлекательных для жителей микрорайонов Ива и Садовый.

III этап - распространение полученного эффекта от создания комфортной городской среды вдоль территории долины р.Ива на другие долины малых рек города Перми, в виде комплексной градостроительной трансформации прибрежных территорий в историческом центре Перми в единую цепь рекреационных зон.

Данная концепция направлена на удовлетворение потребностей жильцов, прилегающих к прибрежным территориям р.Ива микрорайонов в рекреационной зоне, а также в коммерческих объектах, как путём обеспечения доступа к существующим объектам, так и путём создания новых. Сформированная градостроительная концепция на основе указанных базовых предложений направлена создание комфортной городской среды г. Пермь, путем создания естественных и живописных рекреационных зон центре миллионного города. Формирование такой градостроительной концепции должно проводиться с привлечением индивидуальных собственников и общественности, в том числе главных ВУЗов города и специализированных в сфере градостроительства организаций, в т.ч. по теме долин малых рек. В целом предложение по градостроительной концепции создания проекта зон отдыха в прибрежных территориях исторического центра Перми является пионерным.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Березина Е.А.* Ландшафтная реконструкция долин малых рек в г. Новосибирске // Региональные архитектурно-художественные школы. 2015. №1. С. 92-96.

2. *Бобрышев Д.В., Вершинина С.Э.* Градоэкологический потенциал прибрежных территорий малых рек города Иркутска (на примере долины р. Большой Кузьмихи) // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. 2016. №2. С. 204-213.

3. *Максимова С.В., Аристова И.Е., Дубровская Н.В.* Организация зоны отдыха в долине реки Мулянка на основе градостроительного анализа территории // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. 2018. № 1. С. 5–16.

4. *Самойлова Н.А.* Прошлое, настоящее и будущее поселений, развитие которых связано с добычей полезных ископаемых (на примере Кузбасса) // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13. Вып. 2 (113). С. 155–169.

ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ ИНТЕГРАЦИЯ МНОГОФУНКЦИОНАЛЬНЫХ ГИБРИДНЫХ ОБЪЕКТОВ В ГОРОДСКУЮ ТКАНЬ (НА ПРИМЕРЕ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ).

В условиях динамично развивающихся современных городов мостовые сооружения играют важную роль в организации общественного пространства. Мосты являются незаменимым элементом в создании наземных транспортных путей, которые соединяют различные удаленные друг от друга географические районы: улицы, города, общины и даже страны.

С развитием современных архитектурных и инженерных решений, роль мостовых объектов в городской среде значительно расширилась. Оснащая мостовые сооружения дополнительными функциями, создаются полноценные архитектурно-пространственные многофункциональные комплексы, которые не только являются частью существующей уличной сети, но и улучшают социальную связь, облегчая торговлю, общественную деятельность и взаимодействие между людьми в городе [1].

Развитие ландшафтной индустрии позволяет гармонично интегрировать мостовые объекты в ткань города, не нарушая целостности окружающей среды, а эстетически и экологически дополняя ее. Мосты перестают быть просто барьерами, превращаются в культурные иконы и туристические достопримечательности. Правильно подобранное дизайнерское решение мостового объекта улучшает восприятие городского или речного пейзажа, а также других природных элементов в городской среде, усиливая связь с выбранной для разработки территорией.

Развитие урбанизированных территорий предполагает экспансивный характер городской агломерации. Многофункциональные объекты являются одними из доминирующих объектов современного городского пространства, которое требует компактного использования сокращающихся с каждым днем территорий.

Многофункциональный объект - это структура, которая обладает как минимум двумя различными функциональными назначениями. Многофункциональные объекты, в том числе и мостовые сооружения, позволяют использовать городское пространство более компактно и эффективно. Так, мостовое сооружение может не только обеспечивать коммуникационные пути, но и обладать оснащенными местами для рекреации населения и размещения объектов торговли. А грамотное архитектурно-ландшафтное оформление позволит наполнить зелеными

компонентами интерьерное и фасадное пространство, а также органично вписать объект в окружающую среду, не нарушая экологического баланса.

Таким ярким примером многофункционального объекта может служить Namba Parks в Осаке (рис. 1.) [4]. Проект представляет собой парк на крыше торгового центра и предлагает наклонную парковую, густо-озеленённую территорию, раздвоенную открытой извилистой дорогой. Благодаря своим плавным линиям дорога не только объединяет территорию торгового центра с рекреационной парковой зоной, но и объединяет всю композицию в единый стилистический элемент.

Namba Parks является уникальным проектом, создающим взаимодействие людей, культуры и отдыха в условиях современного города.

Примером многофункционального мостового объекта является The Pride and Prejudice of Bogota's Bicentenario Park (рис. 2.) [4]. Пешеходный транзитный мост, располагающийся над автомагистралью, представляет собой благоустроенную рекреационную зону, соединяющую парк и жилой район в единое пространство.

Данный пример наглядно демонстрирует органичную интеграцию многофункционального объекта в городскую ткань.

Московский парк «Зарядье» также является ярким примером внедрения принципов природного урбанизма в организацию общественного городского пространства (рис. 3.) [4]. Парк создаёт взаимодействие между современным городом, его историческим центром и природой, а обходной консольный мост является доминантой архитектурной композиции и логическим продолжением прогулочной аллеи, располагающейся на территории.



Рис. 1. Namba Parks. Осака. Япония



Рис. 2. The Pride and Prejudice of Bogota's Bicentenario Park. Богота. Колумбия

продолжением прогулочной аллеи, располагающейся на территории.

Парк «Зарядье» является пока единственным в России примером качественной интеграции многофункционального объекта в ткань города.

Важным критерием при интеграции многофункциональных сооружений в современное городское пространство является внедрение объектов со своей экосистемой. Развитые современные инженерные решения позволяют организовать подобные сложные системы на территориях мостовых сооружений, что благотворно сказывается на эстетических и экологических характеристиках подобных объектов, а также позволяет локально сохранить природный баланс окружающей среды в конкретном месте городского пространства [2].

Поэтому в современной градостроительной практике вводится такой термин, как «гибридные объекты». Это объекты, которые не только способны объединять в себе несколько функциональных назначений, но и обладают критериями комфортной адаптации к окружающей среде. Такие универсальные гибридные городские пространства, сочетающие архитектуру и природу, способны менять свои параметры в зависимости от нужд населения, а также обладают свойствами повышенной устойчивости, не нарушая экологического баланса. Использование подобных объектов целесообразно и с экономической, и с практической точки зрения [3].



Рис. 3. Парк Зарядье. Москва.
Россия

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Владимиров В.В.* Инженерная подготовка и благоустройство городских территорий. Учебное пособие. М. Изд., «Архитектура» 2004. С. 236.
2. *Зайкова Е.Ю.* Инфраструктура мегаполиса: вегетектура как часть архитектурной среды // Вестник РУДН, серия агрономия и животноводство. – 2012. - №5. – С. 55-60.
3. *Климов Д.В., Красильникова Э.Э.* Принципы формирования гибридных пространств в условиях градостроительной регенерации территории города // Academia. Архитектура и строительство. – 2016. - №4. – С. 85-89.
4. [электронный ресурс] www.archdaily.com

ЗНАЧЕНИЕ МАЛОЭТАЖНОЙ ЗАСТРОЙКИ г. САНКТ- ПЕТЕРБУРГ

Постоянное увеличение численности населения на протяжении XX – XXI века сопровождалось ускоренной урбанизацией, что оказало влияние типологию жилищного строительства. Быстрый рост населения земли, развитие и наращивание производства, развитие науки и технологий делают весьма актуальной проблему развития и расширения современного города.

Как социально-демографические, так и экономические факторы оказывают существенное влияние на развитие форм жилищного строительства, включая и малоэтажную застройку. Происходящие в обществе социальные и культурные процессы отражаются на архитектуре города, его образе и в типологии жилищной застройки. Возрастная структура населения, миграционные процессы, время, уровень плотности населения, качество условий жизни, а также множество других факторов влияет на наше и представление о жилье. Как выше указанные, так и многие иные факторы сказываются на формировании жилищной застройки малоэтажного формата в структуре большого города. Значительное распространение малоэтажного строительства, как России, так и в мире связано с наличием определенных преимуществ перед многоэтажными строениями. Среди таких преимуществ можно отметить единую архитектурную концепцию, наличие психологического комфорта, наличие всей необходимой архитектуры, а также благоприятный экологический климат. Массовая малоэтажная застройка городских территорий в России получила свое развитие в 2000-х годах. Именно тогда городское население стало отдавать предпочтение жизни в пригородных населенных пунктах как альтернативе жизни в душных квартирах мегаполиса. В жилищной застройке города Санкт-Петербурга, в соответствии с генеральным планом развития города, отмечается тенденция к комплексному развитию довольно обширной, неосвоенной территории в местах точечной высотной застройки, весьма распространенной в Санкт-Петербурге 90-х годов. В частности, в рамках плана представлены градостроительные условия по размещению малоэтажных жилых строений в городе. Развитие сегмента малоэтажной застройки актуально в первую очередь для рынка загородной недвижимости, в связи с более низким уровнем затрат нежели у проектов жилых комплексов в Санкт-Петербурге. При этом и

цена на участки под застройку – так же существенно ниже. В связи с чем малоэтажная застройка стремительно растет и развивается в первую очередь за пределами КАД. активно развивается, прежде всего, за пределами КАД. Однако внутри города малоэтажная застройка практически не развивается, так как является экономически не выгодной для девелоперов, что связано в первую очередь с высокой стоимостью земельных участков и наличие лишних этажей является необходимой составляющей для снижения себестоимости строительного проекта.

Классификация малоэтажного строительства

Выделяется три вида малоэтажной застройки: Индивидуальный жилой дом либо коттедж, высотой от 1 до 3 этажей. Данный тип жилья строится по индивидуальному или типовому проекту. Строительство возможно силами хозяина жилья или же посредством строительной компании для его последующей продаже на рынке жилой недвижимости. При этом владелец жилья выступает либо в качестве собственника, либо в качестве арендатора земельного участка на котором располагается дом.

Таунхаусы – это дома с небольшим по площади придомовым земельным участком, к которых располагаются две – три квартиры, каждая из которых имеет свой отдельный вход. Подобный вариант прекрасно подходит людей, не стремящихся иметь придомовой участок с целью ведения хозяйства. На сегодняшний день получило широкое распространение строительство жилых комплексов, включающих в себя только таунхаусы. Выстроенные в едином архитектурном стиле подобные комплексы смотрятся весьма стильно и своевременно. К третьему типу малоэтажной застройки относятся многоквартирные дома малой этажности (не более 4 этажей). Подобный тип застройки применяется в основном в рамках тех или иных жилищных программ, с целью обеспечения населения города доступным жильем. Финансируется в основном их государственного бюджета и иницируется властями города.

Данный тип жилья привлекает население в первую очередь невысокими ценами, а также хорошо развитой городской инфраструктурой и более качественной экологией. К малоэтажным строениям можно отнести многоквартирные жилые здания, индивидуальные дома. Кроме того, к малоэтажным относятся и дома сблокированной постройки типа таунхаусов и дуплексов. Наряду с достоинствами, необходимо рассмотреть и недостатки малоэтажных жилых комплексов, и в первую очередь это определенная удаленность от самого города. Даже в случае приобретения такого жилья с хорошо развитой логистикой он все равно будет тратить значительный объем своего времени на то чтобы добраться до работы и обратно. Это

связанно с отсутствием общественного транспорта, имеющего четкое расписание. Еще одним недостатком является отсутствие развитой социальной инфраструктуры. Для решения данных проблем в первую очередь необходима поддержка государства. Одним из вариантов решения является выделение средств на строительство дорог, газо-, водно-, и электроснабжения. Выделить средства на развития инфраструктуры и заинтересовать застройщиков. А также государство может сформировать правила и очередность строительства, на пример постройка одно дома с расчетом на детские дошкольные учреждения или школу. Во-вторых, одним из способов — это удешевление м², за счет возведения домов панельно-каркасные и каркасно-щитовые. Можно возвести автономные системы как инженерного обеспечения, так и производительные инфраструктуры. Также могут рассматривать строительства чисто экологических домов или поселения закрытого типа. Так как город Санкт-Петербург изначально сложился из малоэтажной жилой застройки, это тенденция должна сохраняться и акцентировать историю и его архитектуру. Проектирование и строительство малоэтажных поселений, жилой застройки и жилых домов должны отвечать требованиям создания среды высокого качества и экологически безопасной для жизнедеятельности. Поэтому рекомендуется проектировать и строить жизнеобеспечивающие (энергоэффективные, ресурсосберегающие и малоотходные) и комфортные поселения, жилые районы, кварталы и здания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Казаков Ю.Н., Беретов В.В., Бадьин Г.М., Макаридзе Г.Д. Материалы присуждения диплома РААСН за лучшую работу в 2003 г. // Градостроительные малоэтажные комплексы с энергосберегающими технологиями. - М., 2004. - 172с.
2. Официальный сайт журнала “Технологии, материалы, оборудование. Малоэтажное строительство” [Электронный ресурс]. - Режим доступа: www.lowbuild.ru
3. [Электронный ресурс]. -Режим доступа: www.fontanka.ru
4. [Электронный ресурс]. -Режим доступа: biz-novostroy.ru

ВЛИЯНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ НАБЕРЕЖНЫХ ЗОН МОСКВЫ-РЕКИ НА ФОРМИРОВАНИЕ ПАРКОВЫХ ТЕРРИТОРИЙ У ВОДЫ В УСЛОВИЯХ СУРОВОГО КЛИМАТА ГОРОДА ОМСКА

Возвращение природы в города – одна из главных экологических тенденций современности. Задача градостроителей, архитекторов, урбанистов и ландшафтных дизайнеров в нашей стране максимально продуктивно использовать наработки зарубежных коллег в проектах реконструкции, реновации территорий, а также обосновать администрации города выгодность и необходимость данного подхода. Применение методики дождевых садов в проектах обновления улиц, набережных и парков позволит не только решить экологические проблемы, но и повысить привлекательность района, поднять интерес к городу в целом.

Накануне своего трехсотлетия в Омске началась реконструкция главной исторической улицы им. Ленина (бывший Любинский проспект). Необходимость в этом появилась еще в 2013 году, когда после чрезвычайно сильных осадков выявилась недееспособность ливневой системы канализации в экстренных условиях. Сейчас благодаря мероприятиям по реконструкции она была обновлена. Тем не менее все зоны клумб и газонов, имевшие предпосылки стать дополнительными водозадерживающими объектами, заковали в гранит, отделив их бордюрами от тротуара. Данная градостроительная модель благоустройства улиц является устаревшей, некомфортной, т. к. вода течет исключительно по тротуару, не сбавляя поток в буферных зонах, а в условиях экстренных погодных условиях еще и чрезвычайно опасной. Дошло до того, что некоторые зоны отдыха с лавочками выглядят угнетающе, утопая все в том же граните, не компенсированным никакими зелеными насаждениями. Тем не менее благодаря несложной структуре дождевых садов, их внедрение в ландшафт возможно даже с учетом уже проведенных работ, что уже доказала петербургская компания «Сакура», запроектировавшая и реализовавшая первый городской проект экодизайна в районе сельского поселения Новое Девяткино. «Применение практики дождевых садов позволило проектировщикам сохранить в Новодевяткино все особенности рельефа – и холмы, и понижения, тем самым превращая изначально депрессивный пейзаж в живописный, естественный ландшафт, самодостаточно развивающийся в природных условиях» [1].

В Москве с другой стороны примером, давшим активное развитие программе по реконструкции набережных «Моя река», стал парк Зарядье, располагающий системами дренажного сбора дождевой воды и автополива территории [2]. Развивая идеи столичного флагмана ландшафтной архитектуры, продолжается поиск самых функциональных и эстетически привлекательных проектов адаптации набережных Москвы-реки, одним из которых стала смежная с парком Северное Тушино зона, примыкающая к Химкинскому водохранилищу. Интересна она тем, что во многом схожа с ул. Ленина в г. Омске: так же подвержена затоплению в весенний период и во время обильных дождей, имеет такой же значительный потенциал к внедрению технологий аккумуляции и фильтрации осадков с вышерасположенных улиц.

Любинский проспект – не самая большая улица в городе, располагающая скромными по ширине клумбами вдоль дороги, однако севернее на повышении рельефа (около 8 м) имеются просторные тротуары и целая россыпь скверов, способных перехватить ливневой поток. Южнее дорога продолжается Юбилейным мостом, по обеим сторонам которого обустроена набережная, развивающаяся в еще один сквер, Воскресенский. Здесь каждый год проходит фестиваль «Флора», как нельзя лучше сочетающийся с концепцией дождевых садов.

Парковая зона у Химкинского водохранилища тоже имеет перепад высоты в северной части, благодаря которой возможно создание многоуровневого биоплато для задержания и фильтрации воды перед тем, как она попадет в реку. В целом участок развивается прямолинейно, но располагает различными зонами, подходящими для применения экотехнологий, в т. ч. экспериментальных. К примеру, на участке хвойного леса планируется расположить воздушные тропы, сочетающие в себе функции: эстетическую и водосбора, благодаря цистерноподобной емкости под всей тропой.

Так или иначе обе территории имеют огромный потенциал к аккумуляции как дождевой, так и талой воды. В зимний период выявляется непригодность большинства городов России к локализации снега: часть скапливается на тротуарах, остальное приходится вывозить за пределы населенных пунктов. Вообще все мероприятия, задействующие снегоуборочную технику стоят администрации немалых денег. Полностью их избежать конечно же не получится, снизить в них потребность – вполне. В районах с суровым климатом дождевые сады и биоплато могут служить и этим целям в т. ч.

Обращаясь к справочной литературе [3], можно выделить оптимальный градус уклона для сооружения запруд – 5 – 15⁰. Для больших уклонов предпочтительнее каскадные биоплато, укрепленные

металлическими / железобетонными бортами для защиты от размывания. Такая технология как раз подходит для рассматриваемых объектов. Далее приведено сравнение рекреационных зон в Москве и Омске с обозначением территорий, подходящих для аккумуляции осадков (дождевые сады, обозначены темно-серым цветом) и их фильтрации (биоплато, обозначены черным цветом).



а. Химкинское водохранилище, Москва
б. Набережная Оми и ул. им. Ленина, Омск
рис. 1. Схема расположения дождевых садов и биоплато

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сакура: Ландшафтный дизайн озеленение продажа растений СПб: Эко дизайн: чему учит природа [Электронный ресурс] // sakura.spb.ru Инофирм.-справочный портал. Режим доступа: <https://sakura.spb.ru/article/147/ekodizain-chemu-uchit-priroda> – Дата обращения: 4.01.2019.
2. Баталов А.Л. Зарядье. / Баталов А.Л., Белов А., Кононенко М. В. [и др.] - Москва: Москомархитектуры, 2011. – 344 с.
3. NB-Garden ландшафтная мастерская Натальи Борисовой. Биоплато – санитар Вашего сада. [Электронный ресурс] // www.nb-garden.ru Информ.-справочный портал. Режим доступа: http://www.nb-garden.ru/public/pub46/pub_46_1.html – Дата обращения: 18.01.2019.

ОЦЕНКА ПОТЕНЦИАЛА ЖИЛОЙ ТЕРРИТОРИИ НА ПРИМЕРЕ ЖИЛОГО МИКРОРАЙОНА №3 г. ЗВЕНИГОРОДА

В связи с ускорением процесса урбанизации, самыми востребованными территориями для проживания становятся города, прилегающие к мегаполисам. Например, в городе Звенигороде цель освоения земель - многоэтажное жилищное строительство с высокой плотностью застройки. Выбор такой стратегии освоения территории обусловлен прибылью для местной власти и застройщиков. При такой стратегии развития территорий, не остается свободных площадей для должной инфраструктуры [1]. Помимо проблем внутри микрорайонов, существуют нерешенные задачи вне границ: Большие, крупные города становятся центрами приложения труда – транспортные артерии становятся перегружены [2].

По данной проблеме имеются научные публикации у таких авторов как, например, Кабакова С.И., Овсянникова Т.Ю, Абянов Р.Р, Аргунов С.В., Макарова М.Н. и д.р.

Объектом исследования в моей работе был выбран микрорайон №3, расположенный в Восточном районе города Звенигорода. На рис. 1 представлена концепция микрорайона.

В 2012 году началось освоение земельного участка под градостроительные цели. Проектом ГК СУ-155 было предусмотрено строительство 16 серийных жилых домов различной этажности, организация дворового пространства предусматривалась с большими зонами площадок различного назначения, были спланированы рекреационные зоны и гаражные комплексы и учреждения различного назначения. В начале строительных работ начался экономический кризис, и строительство микрорайона было заморожено. Объект признали долгостроем и большое количество участников долевого строительства оказались без обещанного в срок жилья [4].



Рис. 1. Модель микрорайона №3



Рис.2. Градостроительная

ситуация

В 2015 году, объекты строительства были переданы другому крупному застройщику, который взял на себя обязательства по завершению строительства (Рис.2.).

Проводя анализ с аналоговым объектом микрорайон Красногорье в г. Красногорск (Рис.3), который был построен СУ-155, можно сделать выводы, что микрорайон запроектирован и реализован планировочными закрытыми группами, который отбрасывают тень на внутридомовое пространство, на территории микрорайона некомфортно находиться, так как создаются ощущение давления пространства на человека.



Рис.3. Вид на Микрорайон Красногорье

Нарушение инсоляционного режима, высокая численность населения, нехватка парковочных мест, нарушенная транспортная доступность, приводит к деградации рекреационных зон и нарушению экологического каркаса и как следствие к ухудшению качества жизни населения [6]. Застройка однотипными жилыми домами, делают микрорайоны агрессивными и гомогенными визуальными полями [5]. В Таблице 1 приведены сравнительные данные технико-экономических показателей (ТЭП) каждого корпуса в микрорайоне №3.

| ПОКАЗАТЕЛЬ | НОМЕР ЖИЛОГО ДОМА | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|-------|-------|------|-------|
| | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | | 5 | | 6 | | 7 | | 8 | |
| | факт | норма | факт | норма | факт | норма | факт | норма | факт | норма | факт | норма | факт | норма | факт | норма |
| Площадь благоустройства, м2 | 3923 | - | 14998 | - | 6619 | - | 5498 | - | 5278 | - | 7684 | - | 12528 | - | 3720 | - |
| Площадь застройки, м2 | 770 | - | 3574 | - | 1521 | - | 1339 | - | 1278 | - | 1477 | - | 4041 | - | 1347 | - |
| Кол-во жителей, чел | 250 | - | 1052 | - | 360 | - | 276 | - | 276 | - | 450 | - | 1253 | - | 350 | - |
| Детские и спорт площадки, м2 | 138 | 176 | 365 | 742 | 909 | 342 | 0 | 331 | 428 | 331 | 0 | 540 | 811 | 1504 | 256 | 420 |
| Площадки для детского отдыха, м2 | 134 | 50 | 80 | 210 | 164 | 72 | 133 | 55 | 100 | 55 | 98 | 90 | 166 | 251 | 50 | 70 |
| Площадь озеленения, м2 | 1166 | 981 | 3446 | 3750 | 1405 | 1655 | 1008 | 1375 | 920 | 1320 | 2568 | 1921 | 2794 | 3132 | 560 | 930 |
| % озеленения | 30 | 25 | 23 | 25 | 21 | 25 | 18 | 25 | 17 | 25 | 33 | 25 | 22 | 25 | 15 | 25 |
| Кол-во парковочных мест, м/м | 13 | 111 | 53 | 460 | 42 | 160 | 31 | 122 | 19 | 122 | 46 | 200 | 46 | 550 | 20 | 158 |
| Кол-во квартир, ед | 146 | | 780 | - | 224 | - | 160 | - | 160 | - | 450 | - | 846 | - | 420 | - |
| Этажность | 16 | | 17 | - | 13-15 | - | 17 | - | 17 | - | 17 | - | 17 | - | 15 | - |
| ПОКАЗАТЕЛЬ | НОМЕР ЖИЛОГО ДОМА | | | | | | | | | | | | | | | |

| | 9 | | 10 | | 11 | | 12 | | 13 | | 14 | | 15 | | 16 | |
|-----------------------------------|-------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|
| | факт | норма | факт | норма | факт | норма | факт | норма | факт | норма | факт | норма | факт | норма | факт | норма |
| Площадь благоустройства, м2 | 12422 | - | 8387 | - | 3133 | - | 4739 | - | 8885 | - | 4367 | - | 8032 | - | 7494 | - |
| Площадь застройки, м2 | 3420 | - | 1347 | - | 1127 | - | 1150 | - | 2183 | - | 1403 | - | 1639 | - | 969 | - |
| Кол-во жителей, чел | 825 | - | 350 | - | 300 | - | 300 | - | 783 | - | 202 | - | 290 | - | 272 | - |
| Детские и спорт площадки, м2 | 290 | 413 | 547 | 175 | 0 | 285 | 207 | 360 | 612 | 940 | 0 | 242 | 197 | 348 | 0 | 326 |
| Площадки для активного отдыха, м2 | 128 | 165 | 326 | 70 | 0 | 60 | 23 | 60 | 88 | 157 | 0 | 40 | 55 | 58 | 0 | 54 |
| Площадь озеленения, м2 | 2903 | 3106 | 1679 | 2097 | 489 | 783 | 1000 | 1185 | 2325 | 2221 | 802 | 1092 | 2470 | 2008 | 3750 | 1874 |
| % озеленения | 23 | 25 | 20 | 25 | 16 | 25 | 21 | 25 | 26 | 25 | 18 | 25 | 31 | 25 | 50 | 25 |
| Кол-во парковочных мест, м/м | 48 | 311 | 32 | 158 | 10 | 114 | 35 | 114 | 37 | 291 | 0 | 98 | 37 | 140 | 20 | 121 |
| Кол-во квартир, ед | 504 | - | 420 | - | 180 | - | 180 | - | 481 | - | 128 | - | 176 | - | 168 | - |
| Этажность | 15 | - | 15 | - | 17 | - | 16 | - | 17 | - | 9 | - | 12 | - | 15 | - |

Делая выводы надо отметить, что необходимым условием для принятия правил землепользования и застройки с целью регулирования плотности населения и осуществления строительства является разработка схем зонирования территории по уровню комфортности, а использование земельных участков под строительство новых микрорайонов должно быть документально закреплено и оговорены сроки строительства без переносов и изменений. Так же необходимо комплексно и всесторонне подходить к процессу проектирования среды для жизнедеятельности человека в городах, повышая рекреационные возможности территории, обеспечивая население качественной с градостроительной точки зрения средой.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кабакова С.И. Пути совершенствования градостроительной политики в Российской Федерации // Экономика строительства (Москва) 2012. С. 3-9.
2. Скачков П.А. Метод определения потенциала развития застроенных жилых территорий // Жилищное строительство – 2015. – С. 3-7.
3. Овсянникова Т.Ю., Преображенская М.Н. [электронный ресурс] http://portal.tsuab.ru/materials/Konf_2012/40.pdf
4. Соколов А.В., Чиркова А.Д. Протестная активность в России (на примере обманутых дольщиков "СУ-155") // Современное развитие регионов России: политические, социальные и экономические аспекты – 2017. - С. 176-180.
5. Арзунов С. В., Коган Ю. В. Система критериев для оценки градостроительного потенциала жилых территорий Москвы // Развитие города – 2014. – С.123-128.
6. Скабелкина О.А. Визуальная среда современных градообразующих элементов и ее влияние на физическое и психоэмоциональное состояние горожан // Вестник ландшафтной архитектуры – 2016. - №8 – С. 75-81.

ГРАДОСТРОИТЕЛЬНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ ПРОМЫШЛЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ г. ВЛАДИМИРА И ВЛАДИМИРСКОЙ ОБЛАСТИ

Постиндустриальная эпоха накладывает свой отпечаток на экономическую деятельность и на структуру города. Заводы-гиганты оказываются неповоротливыми и не всегда могут подстроиться под изменяющуюся рыночную действительность. Более того активная индустриализация и рост городов в 20 веке привёл к тому, что промышленные территории оказались зажаты внутри жилой застройки. Этот приводит к необходимости современного анализа потенциала использования промышленных территорий.

Факторы, влияющие на градостроительный потенциал территории можно разделить на 3 уровня: микроуровень, мезоуровень и макроуровень [1, с 31]. На макроуровне рассматривается близость территории к очагам развития города и городским центрам, что влияет на возможную интенсивность использования земель. Для этого можно воспользоваться методикой размещения границ и определения центров тяготения по условию доступности, предложенной в книге Прикладные методы градостроительных исследований [2]. На мезоуровне рассматривается возможное дорожно-транспортное обслуживание территории – на дорогу и улицу какого значения выходит территория, связанность с существующими и планируемыми городскими центрами. Этот фактор показывает благоприятность интеграции территории в городскую жизнь и функционирования в ней. При изучении этого показателя стоит обратиться к классификации улиц и дорог, согласно СП Градостроительство [3] более высокий класс улицы означает лучшую связанность с городскими и районными центрами. На микроуровне рассматривается пешеходная доступность, обслуживание общественным транспортом, планируемое функциональное использование территории и функциональное назначение прилегающих зон, природное, историческое и ландшафтное ограничения, накладываемые на территорию.

В городе Владимир промышленные территории находятся внутри городской застройки, окружённые жилыми, общественными и рекреационными зонами. В 2018-2019 годах идёт разработка нового генерального плана города Владимира [4], на котором промышленным территориям, оказавшимся внутри застройки, даны новые функциональные зоны возможного градостроительного освоения.

Анализ территории Владимирского Химического Завода дал следующие выводы. На макроуровне имеется высокий потенциал – территория расположена в геометрическом центре города. На мезоуровне имеется высокий потенциал, т.к. территория завода ограничивается улицей городского значения и проектируемой магистралью городского значения. На микроуровень проследивается средний потенциал – часть территории Владимирского Химического завода на проекте генерального плана обозначена для возможного перспективного освоения для функции логистики. Часть территории, попадающая в водоохранную зону реки Рпень, указана как рекреационная зона. По территории проходит частная железная дорога. Анализ территории владимирского завода Автоприбор выявил следующее. На мезоуровне прослеживается высокий потенциал – территория Завода Автоприбор разделена улицей городского значения. На микроуровень – часть территории, попадающая в водоохранную зону реки Рпень указана как рекреационная зона. Часть территории имеющая прямой доступ к железной дороге сохраняет промышленную функцию, а противоположная часть указана как возможное перспективное освоение для деловой и общественной застройки.

Анализ территории владимирского завода Точмаш выявил следующее. На мезоуровне имеется средний потенциал – территория находится на улице районного значения, так же вдоль территории завода проходит проектируемая магистраль городского значения. По территории проходит частная железная дорога, подсоединённая к железнодорожной сети РЖД. На проекте схемы функционального зонирования эта территория обозначена для возможного перспективного использования в качестве территории инженерной инфраструктуры и логистики. С трёх сторон Точмаш окружён промышленными территориями, а с юго-запада находится общественная и жилая застройка. С юго-востока протекает река Рпень. Это говорит о среднем потенциале на микроуровне. При анализе территории Владимирского Тракторного Завода был выявлен её следующие градостроительный потенциал. На мезоуровне имеется низкий потенциал – территория выходит на улицу местного значения, имеет низкую транспортную обеспеченность, а расширение дорог и перевод их из низкоинтенсивной функции обслуживания промышленных территорий к высокоинтенсивной, с выраженными часами пик, жилой и общественной функции потребует высоких затрат и реконструкции целых кварталов. На проекте генерального плана часть территории обозначена как функциональная зона объектов обслуживания, необходимых для осуществления производственной и предпринимательской деятельности. В этой части по карте регионального оператора утилизации ТБО предполагается переработка ТБО, однако в данном случае не выдерживаются

санитарно-защитные зоны. Территория Владимирского Тракторного завода имеет высокий потенциал на микроуровне.

Таблица 1

Приведённые показатели потенциала территорий.

| | Макроуровень | Мезоуровень | Микроуровень |
|-------------------------------|--------------|-------------|--------------|
| Владимирский Химический завод | Высокий | Высокий | Средний |
| Автоприбор | Высокий | Высокий | Низкий |
| Точмаш | Высокий | Средний | Средний |
| Владимирский Тракторный Завод | Высокий | Низкий | Высокий |

По итогу анализа потенциала производственных территорий города Владимира можно заключить, что территория Владимирского Тракторного Завода подходит для формирования общественных центров и предприятий местного значения. Территории заводов Точмаш и Автоприбор находятся в выгодном положении, но имеют низкий внутренний потенциал. Для дальнейшего исследования интересной остаётся территория Владимирского Химического Завода.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Георгиевский С., Грицан О., Тютчева Н., Хрусталева М., Гужов С.* Москва RE: промышленная. Типология производственных территорий и лучшие практики редевелопмента // Агентство стратегического развития «ЦЕНТР», Москва, 2018, 190 с.
2. *Сосновский В.А., Русакова Н.С.* Прикладные методы градостроительных исследований // М.: «Архитектура-С», 2006. 112 с.
3. СП 42.13330.2016 Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений – М.: Стандартинформ, 2017.
4. Проект внесения изменений в генеральный план муниципального образования (городской округ) город Владимир Владимирской области [Электронный ресурс] // Управления архитектуры и строительства города Владимир. - 2018. - Режим доступа: <http://vladimir-city.ru/news/free/1011731/> (дата обращения: 18.11.2018).

ВИДЫ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНЫХ ТРАНСФОРМАЦИЙ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

На протяжении практически всего индустриального периода доминирующим видом градостроительной трансформации территорий являлось комплексное создание новых материальных объектов и освоение новых территорий. Примером может послужить строительство в 70-е годы XX века Балаковской атомной станции в Поволжье. Строительство транспортных и инженерных коммуникаций к Балаковской АЭС началось в 1977 году, возведение самой станции - в 1980 году. Первые, построенные одновременно с Балаковской АЭС, жилые и социально-культурные объекты составляют практически треть двухсоттысячного города Балаково.

Другой вид градостроительной трансформации территорий - реновация. Применительно к производственным территориям реновация – это обновление с сохранением существующего функционала, а именно производства. Примером реновации является трансформация ранее существовавших мануфактур в индустриальные предприятия, например, «Реутовская хлопкопрядильная мануфактура» Московской губернии. В 1824 г. купец А.Похвистнев основал бумагопрядильную фабрику, а в 1843 г. ее перестроил и расширил его приемник С.Мазурин, который возвел четырёхэтажный кирпичный корпус для производства и оснастил его английскими машинами и паровыми турбинами. И в дореволюционный и в советский периоды Реутовская фабрика славилась своей качественной пряжей. Крайний раз, в 1992 - 1994 гг. была проведена модернизация производства и реконструкция зданий. Однако при переходе к постиндустриальному периоду, деятельность предприятия сократилась и к 2007 году фабрика в г. Реутов Московской области закрылась.

Ярким примером другого вида градостроительного трансформации – ревитализации, - может послужить территория бывшего завода «ЗИЛ». Ревитализацией называется обновление с изменением существующего функционального назначения территорий. В процессе ревитализации городской среды важна комплексная трансформация с сохранением аутентичности, идентичности территории и значимых исторических ценностей. Завод ЗИЛ, основанный в 1916 году был значимым правительственным проектом создания автомобильной промышленности. В 1970-х годах начался период стагнации и в 2013

году производство на заводе завершилось. На сегодняшний день на участке 450 га в Нагатинской пойме строится около 1,5 млн кв.м жилья и 2 млн кв.м. общественных объектов: фитнес-клубов, торговых центров, медицинских и других учреждений.

Градостроительная реставрация предполагает воссоздание облика сохранившихся, в том числе исторических, материальных объектов и территорий. Примером такого вида градостроительной трансформации производственной территории является территория бывшей кондитерской фабрики «Красный Октябрь» в Москве. С момента создания фабрики объемы выпускаемой продукции постепенно увеличивались и в 60-70-х годах было проведено расширение некоторых корпусов. К 1990-м годам производство сильно сократилось, и в связи с этим было принято решение создать на базе фабрики музей. Первых посетителей музей на Берсеневской набережной принял в 1994 году. После закрытия фабрики в 2007 году помещения были превращены в офисы, торговые ряды и выставочные площадки, при этом постарались сохранить архитектурную выразительность корпусов. Производство кондитерской фабрики было перенесено в новый корпус на другой территории.

Еще один вид градостроительной трансформации территории - рекультивация нарушенных территорий, являющихся накопленным «экологическим ущербом» в предыдущие периоды хозяйственной деятельности. Примером градостроительной рекультивации территорий служит, строительство жилого района Люберецкие поля. Строительство проводилось на территории ранее существовавших канализационных очистных сооружений - Люберецких полей аэрации. Очистные сооружения были построены между 1907 и 1912 годами в Москве в ходе реализации проекта Московской канализации. В 1960-х годах были построены новые сооружения по очистке канализационных вод, и эксплуатация старых сооружений прекратилась. В настоящее время в соответствии со «Схемой территориального планирования Московской области - основные положения градостроительного развития» и стратегией градостроительного развития Центральной части Московской области предусмотрена интенсификация использования данной территории, ведется комплексное освоение иловых участков полей: примерно 400 га отдано под застройку жильем, 426 га – под объекты социально-культурного назначения.

К градостроительному виду трансформации территории относится повышение природной или техногенной безопасности территории. Примером служит целлюлозный завод, широко известный как крупнейший источник загрязнения Байкала, самого большого озера на планете («Байкальский целлюлозно-бумажный комбинат»), специализировавшийся на выпуске упаковочной бумаги и вискозной

целлюлозы. Строительство завода началось в 1961 году с основания рабочего поселка, который после стал городом Байкальском. В 2008 году по требованию Росприроднадзора завод приостановил производство беленой целлюлозы и перешел на производство небеленой целлюлозы с использованием технологии замкнутой рециркуляции воды, что полностью исключило сброс даже очищенных стоков в озеро. К 2014 году производство остановили и приняли решение о создании на территории закрывшегося завода экспоцентра «Заповедники России».

На основе приведенных примеров можно сделать вывод, что в современных условиях Российской Федерации важно знание видов градостроительных трансформаций индустриальных территории. Перспективными направлениями градостроительных исследований являются такие факторы как: расположение предприятия (в системе пространственного взаиморасположения поселений на территории страны; в центре населенного пункта или на окраине); удаленность территории производства от жилых районов. На выбор градостроительной концепции трансформации влияет выработка ресурса предприятия, физический и моральный износ зданий и сооружений, наличие архитектурно выразительных фасадов, а также возникновение новых потребностей у жителей и гостей поселения, и времени, затрачиваемом ими на дорогу до мест приложения труда или получения услуги (сервиса).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Дрожжин Р.А.* Реновация промышленных территорий// Вестник Сибирского государственного индустриального университета. 2015. № 1(11). С.85.
2. *Самойлова Н.А., Алексеев Ю.В., Жирков О.А.* Коммуникации участников градостроительной деятельности при формировании альтернативных вариантов решений для разрабатываемого территориального объекта // Коммуникология. 2017. Том 5. №3. С.15-31.
3. *Цитман Т.О., Богатырева А.В.* Реновация промышленной территории в структуре городской среды // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. 2015. № 4(14). С.29-35.

СТРАТЕГИЯ УСТОЙЧИВОГО РАЗВИТИЯ МУНИЦИПАЛЬНЫХ ОБРАЗОВАНИЙ

Показатель устойчивого развития муниципального образования (далее – МО) отражает эффективность управления территорией. Понятие «устойчивое развитие» (далее — УР) в основном рассматривается применительно к глобальным или региональным системам. Такой вывод исходит из анализа существующих подходов к толкованию содержания самого понятия УР. Необходимо добавить новый, более конкретный уровень — муниципалитет.

От экономического состояния муниципалитета зависит его население, определяющее культурный и трудовой потенциал территории. Долгосрочное обеспечение высокого уровня качества жизни людей – обязанность государства, закреплённая Конституцией РФ – заключается в согласованном использовании природных ресурсов, направлении инвестиций, ориентированности научно-технического прогресса на развитие и укрепление человеческого потенциала. Справедливое сбережение ресурсов, контроль численности и характера потребительских предпочтений - залог честного отношения к будущим поколениям с обеспечением устойчивого развития.

Изучение устойчивого развития муниципального образования в различных аспектах предопределяет дальнейшее совершенствование управленческих кадров и продолжение выработанной стратегии на благо населения.

В современном мире муниципалитеты отказываются от необдуманных решений в пользу разработки долгосрочных стратегий развития. Около 50% больших, средних и малых муниципальных образований составляют стратегии развития, а доля центров субъектов Российской Федерации – 70%.

Муниципальное образование необходимо рассматривать с двух сторон: извне, как элемент более сложной системы «страна – регион – муниципалитет», и изнутри, как самостоятельную систему.

Таблица 1
Устойчивое развитие территории МО

| как элемента системы | как самостоятельной системы | |
|--|------------------------------------|-----------------|
| повышение инвестиционной привлекательности среди других МО | устойчивость структуры отношений | народ - власть |
| | | власть - бизнес |

| | | |
|--|----------------------------------|---------------------------------|
| создание равных условий для устойчивого развития МО | устойчивость связей | внутренние |
| | | внешние |
| распределение экономической деятельности во избежание территориальной асимметрии | устойчивость системных элементов | баланс хоз. деятельности |
| | | финансовая устойчивость |
| получение стратегической выгоды на долгосрочную перспективу | устойчивость внешней среды | внешняя соц-эконом устойчивость |
| | | экологическая устойчивость |

Фундаментом устойчивого развития муниципального образования является его потенциал – система взаимосвязанных, взаимообусловленных и взаимодействующих факторов, обеспечивающих эффективное и прогрессивное его развитие, как в современных условиях, так и на перспективу.

В литературе часто описываются экономическая и социальная составляющие устойчивого развития, так как финансовая деятельность муниципальных образований является решающим фактором для обеспечения хороших условий жизнедеятельности населения. В то же время игнорируется факт, что становление устойчивого развития происходит в контексте культуры.

По мнению М. А. Аксеновой "устойчивое развитие муниципального образования – это длительный процесс преобразований, начинающийся с согласования ведомственных изменений, научно-технического развития и личностного развития человека" [1].

Устойчивое развитие направлено на избежание острых кризисных ситуаций вызванных:

- 1 истощением внутренних ресурсов развития,
- 2 дисгармонией развития подсистем,
- 3 достижением внешних границ развития,
- 4 внешним воздействием (целенаправленным или случайным).

Процесс создания стратегии УР МО включает в себя этапы: рассмотрения состояния внешних и внутренних связей, составления концепции и содержания стратегии, первоначального определения ее эффективности, обсуждение и принятие.

Общий эффект от выполнения стратегии устойчивого развития муниципалитета состоит из результатов – денежных поступлений в бюджет (эффективность для государства), в распоряжение инвесторов (эффективность для бизнеса), а также на поддержку населения (эффективность для социума).

Модель устойчивого развития муниципального образования является элементом устойчивого развития более сложной системы — Российской Федерации.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Аксенова М.А.* Устойчивое развитие муниципального образования: экономические, управленческие и духовно-нравственные аспекты / М. А. Аксенова, М. А. Гурина, А. Д. Моисеев // Актуальные вопросы экономики и управления. – 2014. - №9. – С. 7-12.

2. *Климов Д.В.* К вопросу о принципах устойчивого развития муниципальных образований Российской Федерации / Д. В. Климов // Российской предпринимательство. – 2010. – Том 11. - №7. – С. 155-159.

3. *Харитонова Ю.С.* Анализ устойчивости развития муниципальных образований республики Мордовия / Ю. С. Харитонова // Вестник НГУ. – 2013. - №1 – С. 67-72.

ОРГАНИЗАЦИЯ ОБЩЕСТВЕННЫХ ПРОСТРАНСТВ С ПОЗИЦИИ
«ЗДОРОВОГО ГОРОДСКОГО ПЛАНИРОВАНИЯ»
(в представлении специалистов-градостроителей)

На взаимосвязь городского планирования и общественного здравоохранения обратили внимание сравнительно недавно в рамках реализации долгосрочного проекта Всемирной организации здравоохранения «Здоровые города». Результаты планирования города и его частей (функциональных зон) оказывают позитивное или негативное влияние на здоровье и благополучие жителей того или иного поселения, полагают специалисты из области профилактической медицины, утверждая, что многие болезни возможно предупредить за счёт ведения определённого (здорового) образа жизни. В свою очередь, со стороны городского планирования необходимо создать техническую базу для реализации такой возможности для жителей всех возрастов и социальных групп в доступности от мест проживания.

Опрос «Здоровое городское планирование» ставил целью определить приспособленность общественных пространств (рекреационных и спортивных зон) для нужд разных слоёв населения и проводился среди профессионального сообщества: архитекторов, градостроителей, преподавателей, госслужащих, связанных с градостроительной деятельностью (рис.1).

Почти половина респондентов - 45% - не прослеживает взаимосвязь между здоровьем и планировочной структурой города. При этом 22,5% уверены, что мер по предупреждению заболеваний проводится недостаточно. Связь между здоровьем и городским планированием усматривают 92,5% ответивших, что подтверждает позицию ВОЗ о необходимости проведения профилактики возникновения заболеваний в том числе и

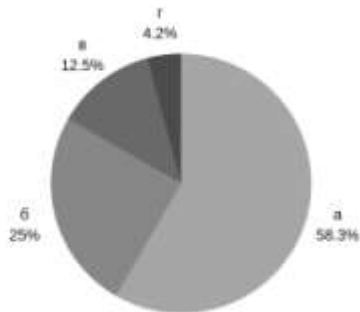


Рис.1. География респондентов:
а) Москва; б) города РФ; в) города Московской области;
г) Санкт-Петербург

путём совершенствования механизмов городского планирования, исходя из постулата, что болезнь легче предупредить, чем лечить. Респонденты указывают на такие планировочные характеристики, как наличие или отсутствие зелёных зон, близость или удалённость жилья от автомобильных магистралей и трасс как основных источников шума и загрязнения воздуха в городах, а также на расположение промышленных производств.

Внимание 15% ответивших обращено на связь качества городской среды с психоэмоциональным состоянием человека. Респонденты поясняют, что чувство подавленности, усталости и рутины можно разрядить путем более качественного планирования, близостью жилья к паркам и удалённостью от автомобильных магистралей и трасс как источников шума и загрязнения воздуха, выводом промышленных производств за черту города, малоэтажной застройкой. Отдельно подчёркивается необходимость наличия рядом с жильём качественной спортивной инфраструктуры, пешеходных дорожек, рекреационных зон.

При планировании общественных пространств в основном учитываются интересы всех возрастных групп, как полагает 50% участников опроса. Менее уверены в правдивости данного утверждения 32,5%, комментируя, что практически не учитываются интересы пожилых людей, малоактивных групп и детей от 0 до 14 лет. В основном учитываются интересы всех социальных групп, как указывают 52,5% ответивших, однако, например, работающих людей часто не воспринимают как полноправных пользователей среды. Игнорируются такие слои, как мигранты, малоимущие слои, подростки и молодежь. Поэтому необходимо пересмотреть нормативы в отношении всех возрастных и социальных слоёв – жителей города, отмечают респонденты.

Основные проблемы, способные воспрепятствовать реализации подобной практики: недостаток финансирования (60%), профессиональная некомпетентность лиц, принимающих решение (57,5%), и непонимание принципов планирования местными жителями (52,5%). В то же время необходимо организовывать публичные слушания, касающиеся изменений городских общественных пространств, и учитывать позицию горожан в процессе принятия решений о реализации проектов, убеждены опрошенные специалисты (рис.2).

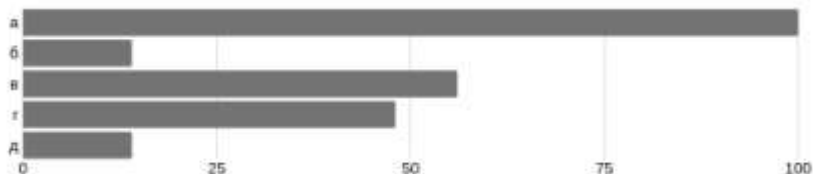


Рис.2. Отношение к публичным голосованиям: а) за публичные слушания; б) против; в) должны участвовать все; г) должны участвовать только местные жители; д) только специалисты

За публичное голосование проектов новых общественных пространств высказались 92,5% респондентов. В таком голосовании должны принимать участие все без исключения возрастные, социальные и профессиональные группы (42,1%) либо все возрастные и социальные группы, проживающие в данном месте – так полагают 36,8% опрошенных. Только 5% опрошенных склонились к мнению, что обсуждать изменения должны только специалисты: планировщики, архитекторы, экологи, врачи. И наконец, 100% опрошенных уверены, что необходимо проводить анализ возможного влияния на здоровье при выборе тех или иных планировочных решений.

Опрос выявил актуальность организации общественных пространств с позиции «здорового городского планирования» и необходимость дальнейших исследований среди специалистов по определению взаимосвязей между городским планированием и профилактикой здоровья населения на примере конкретных регионов РФ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Бартон Х., Цуру К.* Методическое руководство ВОЗ «Здоровое городское планирование»: пер. с англ. / под ред. Ю. Е. Абросимовой // М. – 2004. – 212 с.
2. *Ivanova Z., Afonina M.* Setting objectives and developing planning concepts as part of the process of design of Russian urban recreation areas (the social aspect)// *Procedia Engineering*. - 165(2016). - pp. 1402-1409.
3. *Иванова З.И., Афонина М.И.* Публичные слушания как необходимое условие реализации градостроительных проектов. Материалы конференции: Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании// Сборник материалов международной научной конференции. - ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет». - 2017.- С. 144-148.

СЕКЦИЯ СОВРЕМЕННЫХ ТЕНДЕНЦИЙ В ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВЕ

Студентка 4 курса 40 группы ИСА Азупова В.В.

Научный руководитель – доц., канд. техн. наук. О.Ю. Лентюхова

ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ БЕСТРАНСПОРТНЫХ ЗОН НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ

Исторически города проектировались в виде открытых и закрытых пространств, но в период появления автотранспортных средств первоначальная структура нарушилась, многие пешеходные улицы были переориентированы для движения транспорта. Период второй половины XX века стал переломным: из-за множества проблем, появившихся в результате высокой автомобилизации городов, возникла идея возвращения города пешеходу [5].

Первоначально появились пешеходные пространства со строгим режимом ограничения транспортного движения. Однако, со временем этого оказалось недостаточно во все более разнообразной и сложной структуре города. Возникла потребность в территориях с иными по степени строгости режимами транспортного обслуживания. За рубежом был введен для них термин «бестранспортная зона» («car free area»).

Таким образом, термин «Бестанспортная зона» - является неоднозначным и относится к территориям, где введены различные виды ограничений для использования транспортных средств. Общей чертой таких территорий является приоритет пешеходного движения.

В настоящее время такие территории стали популярными в городах ввиду того, что способствуют снижению экологических, социальных и эстетических проблем. В современном городском пространстве градостроительная концепция «бестранспортных зон» приобретает множество новых форм реализации [3]. Вопросами организации и изучением функционирования таких территорий занимались: В. Вучик, Д. Спек, Дж. Кроуфорд, К. Линч, Д. Джекобс, У. Уайт, Я. Гейл, В. Глазычев, и др. Разработаны руководства по формированию бестранспортных территорий для устойчивого развития городской среды.

Анализ зарубежной и отечественной литературы показал, что в России практически отсутствует опыт проектирования таких территорий и соответствующая нормативно-правовая база. В результате анализа зарубежного опыта установлено, что все планировочные решения и приемы создания бестранспортных зон существенно отличаются друг от друга. Применяемые меры направлены на радикальное сокращение уровня автомобилизации и создание активных

бестранспортных территорий в жилых районах, административно-деловых и торговых зонах, вблизи точек общественного притяжения и городских центров.

В целях данного исследования проведен анализ следующих бестранспортных зон: Вобан в г. Фрайбург, Германия; GWL Террейн в Вестерпарк, г. Амстердам, Нидерланды; г. Гронинген в Нидерланды; г. Паундбери в графстве Дорсет, Англия; г. Мадрид, Испания; г. Масдар, Абу-Даби, ОАЭ; деревня Церматт, Швейцария; Ризельфельд в г. Фрайбург, Германия. Опираясь на полученные результаты режимные ограничения можно классифицировать следующим образом: административные и архитектурно-планировочные. (Таблица 1).

Таблица 1

Режимные ограничения

| | |
|----------------------------|---|
| Административные | ограничение скорости и транзитного движения, плата за пользование отдельными участками улично-дорожной сети и в часы пик |
| | установление приоритетного проезда общественного транспорта |
| | платная парковка (возможны тарифы с прогрессирующей почасовой ставкой) и парковочные абонементы, разрешение на парковку местным жителям или специальным категориям автомобилистов |
| | увеличение доли прямых затрат: налоги на моторное топливо и на использование автомобиля, экологические налоги, регистрационные сборы, страховой платеж |
| Архитектурно-планировочные | различные варианты конфигурации улично-дорожной сети |
| | установка бордюров и других препятствий, предназначенных для перенаправления транспортных потоков или полного запрета движения |
| | расширение тротуаров и инженерные меры, которые физически ограничивают возможность автомобильных поездок |
| | периферийные многоэтажные автостоянки |

Административные и архитектурно-планировочные ограничения, способствующие снижению спроса на использование автомобилей, давно используются в городах, применяющих комплексное территориальное планирование таких, как г. Слэтфорд Грин, г. Эдинбург, г. Вена, г. Таллин, г. Копенгаген, г. Братислава, г. Барселона, г. Венеция.

Набор применяемых архитектурно-планировочных и административных режимных ограничений находится в прямой

зависимости от поставленных управленческих целей и задач, функционального назначения, размера и местоположения территории.

Результаты анализа показали, что бестранспортные территории можно разделить на три основные группы. Для территорий I группы характерен строгий транспортный режим - полный запрет движения на личном автомобильном транспорте. Ко II группе территорий относятся территории, где разрешено автотранспортное передвижение для жильцов района, имеются ограничения или запрет на парковку. III группа территорий имеет наиболее широкую реализацию, в нее включены территории с различными режимными ограничениями, но запрет на въезд личного транспорта отсутствует.

В настоящее время перестраивается экономическая модель городов, динамично меняются требования к городским пространствам и трансформируется жизнь горожан. Тенденция по снижению автомобилизации городов и массовому созданию бестранспортных зон набирает обороты и включает в себе масштабный проект, охватывающий все мировое сообщество. Президентом РФ в послании Федеральному Собранию от 20.02.2019 поставлена задача «достижения нового качества жизни для всех поколений», неотъемлемой частью решения которой является создание благоприятных территорий для проживания. [6] Требуется создание нормативно-правовой базы для организации и развития таких территорий как на новых, так и на освоенных элементах планировочной структуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Алексеев Ю.В., Сомов Г.Ю.* Градостроительное планирование жилых территорий и комплексов. Том 2. Развитие и реконструкция сложившейся жилой застройки, М. МГСУ, 2010.
2. *Линч К.* Совершенная форма в градостроительстве: пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1986. – 264 с.
3. *Вучик В.* Транспорт в городах, удобных для жизни/ пер. с англ. А. Калинина под науч. ред. М. Блинкина: Территория будущего; Москва; 2011.
4. *Беллов М., Михайлов С., Михайлова А., Назаров Ю.* Дизайн пешеходной среды: Казань, КГАСУ, 2015. – 100 с.
5. *Волошинская А.А., Комаров В.М.* Концепции экогорода: рекомендации для России. – 2017. Издание?
6. Послание Президента РФ Федеральному Собранию от 20.02.2019 "Послание Президента Федеральному Собранию".

Студентка 3 курса 41 группы ИСА Астахова Н. А.

Научный руководитель – доц., канд. архитектуры А.В. Попов, ст. преп. Т.В. Сорокоумова

ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ СТРОИТЕЛЬСТВА ВЕЛОСИПЕДНЫХ ДОРОЖЕК В РОССИИ

По состоянию на 2018 год в России на 1000 человек приходится в среднем 293 автомобилей, в некоторых регионах эта цифра повышается до 353[1]. Поэтому вопрос защиты окружающей среды от воздушных загрязнений и создание альтернативы личному транспорту достаточно актуален. Развитие велосипедной инфраструктуры могло бы помочь уменьшить эти проблемы.

Велосипедная инфраструктура города включает в себя все элементы, обеспечивающие функционирование велотранспорта. В нее входит система велодорожек или велополос, велопарковок, указатели, светофоры, дорожные знаки для велосипедистов, места отдыха, пункты проката и система поддержки и развития велосипедного движения. Так же немаловажным фактором является непрерывность, замкнутость и обособленность выделенных полос для велотранспорта.

В Нидерландах в конце 19 века появилась мода на велосипеды, в 1885 году появилась первая велодорожка. В середине 20 века количество автомобилей на 1000 человек стало настолько велико, что были предприняты срочные меры. С 70-х годов прошлого века началось развитие велоинфраструктуры. По данным на 2016 год на 825 тысяч жителей Амстердама приходится 900 тысяч велосипедов, которые используются как основной вид транспорта [2].

На 1 января 2019 года в России общее количество автомобилей достигло 51,8 миллионов единиц, 84% из которых составляют легковые автомобили [3]. На территории центральной части РФ на данный момент процент пользования населением автомобилями достигает 42% [4], а процент загрязнения окружающей среды этим источником транспорта составляет 13% [5], что создает ряд проблем, с которыми нужно бороться. Большое количество автомобилей создают пробки, ухудшают экологическое состояние в городе (смог, кислотные дожди), что влияет на физическое состояние человека. Решением всех этих проблем может стать развитие велосипедной инфраструктуры.

На сегодняшний день в больших населенных пунктах РФ нет качественно спроектированных и внедренных в улично-дорожную сеть велосипедных дорожек. Большинство велодорожек, которые располагаются на территории Москвы пролегают к парковым пространствам и несут спортивно-развлекательный характер.

Велосипедных дорожек, которые выполняют транспортную функцию (маршруты от дома до работы), в Москве практически нет.

Факторы, влияющие на отсутствие развитой велосипедной сети дорожек:

Отсутствие связности территорий. Существующие велодорожки прерываются или заходят в тупик, из-за чего людям приходится продолжать движение по тротуарам или проезжей части, что влияет на безопасность всех участников движения.

Климатические условия. Негативным фактором являются погодные условия, которые мешают в полной мере использовать велодорожки. Так же использование химикатов и соли при уборке влияет на качество дорожного покрытия и самого транспортного средства.

Очистка покрытия велодорожек. Также зачастую велодорожки не подвергаются уборке, что заставляет людей отказаться от использования велосипедов в зимний период.

Время. Среднее время, которое люди тратят на дорогу от дома до работы в Москве – 35-40 минут. В «часы-пик» это время увеличивается в 2 раза [6]. При этом расстояние, которое они преодолевают может не превышать и 10 км. За меньшее время — это же расстояние человек может преодолеть на велосипеде и общественном транспорте.



Рис. 1 – Велосипедные дорожки на территории Москвы.

Предложения по преобразованию велосипедной инфраструктуры:

Внедрение велосипедных дорожек в улично-дорожную сеть. Чтобы выстроить велодорожки в улично-дорожной сети, можно уменьшить автомобильные полосы, что, например, сделали в Нью-Йорке. На начальном этапе можно выделить велодорожку разметкой. Для лучшей видимости, стоит выкрасить всю площадь дорожки в яркий цвет. Это поможет уменьшить число нарушителей, которые паркуются на велосипедных дорожках, так как нарушение становится более заметным.

Преобразование общественного транспорта. Совмещение общественного транспорта и велосипеда может облегчить дорогу людям, проживающим в близлежащих к Москве городах. Люди смогут добираться до электричек на велосипедах, а от электричек так же на велосипедах до работы. Для удобства передвижения в общественном транспорте с велосипедом можно переоборудовать автобусы и сделать специальные крепления на бампере для велосипедов, чтобы они не занимали место в салоне.

Безопасные выделенные полосы. Важно сделать безопасную среду для велосипедистов и по возможности огородить их от автомобилистов, что будет также защитой от терроризма. На границе между велосипедными дорожками и автомобильными дорогами можно установить болларды – столбы из стали и фундамента, которые могут остановить даже грузовик, или бетонные кадки с растительностью в них. Для того чтобы велосипедисты чувствовали свою безопасность, нужно пересмотреть нормативы и дать велосипедистам преимущество в улично-дорожном движении.

Усовершенствование лестниц. Для легкого перемещения велосипедов по лестницам можно сделать небольшую рейку, по которой можно будет катить велосипед, или специальный подъемник.

Совершенствование велосипедной инфраструктуры будет способствовать развитию бизнеса в области доступности велодорожек – увеличение продаж в кафе и магазинах.

Таким образом, можно сделать вывод, что на данный момент в нашей стране велосипед используется только для развлекательных и оздоровительных целей. Использование велосипеда в качестве транспортного средства не представляется возможным в виду неразвитой инфраструктуры. Популярность велосипедов может возрасти только с внедрением качественных велодорожек в улично-дорожную сеть города.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рейтинг российских регионов по обеспеченности легковыми автомобилями [Электронный ресурс]. Режим доступа: <https://www.autostat.ru/press-releases/34032/>.

1. Велосипеды в Амстердаме [Электронный ресурс]. Режим доступа: <https://www.amstermap.com/bicycles-amsterdam/>.

2. В России числится около 52 млн единиц автотранспорта [Электронный ресурс] Режим доступа: <https://www.autostat.ru/news/37917/>.

3. Сколько автомобилей в российских семьях? [Электронный ресурс]. Режим доступа: <https://www.autostat.ru/infographics/34490/>.

4. Статистика Загрязнения Воздуха [Электронный ресурс]. Режим доступа: <https://vavilon.ru/statistika-zagrjaznenija-vozduha/>.

5. Сколько времени москвичи тратят на дорогу до работы [Электронный ресурс]. Режим доступа: <https://www.the-village.ru/village/business/figures/252081-doroga-na-rabotu>.

6. *Любченко А.С., Кубраков Е.С.* Проблемы и перспективы строительства велосипедных дорожек в России// Модернизация и научные исследования. -2013. – том 2. – С.270-275.

КОНЦЕПЦИИ РЕКОНСТРУКЦИИ МОСКОВСКОГО МОНОРЕЛЬСА

Московский монорельс – вид общественного транспорта в городе Москве, представленный единственным маршрутом, который находится в Северо-Восточном административном округе столицы России и полностью проходит по эстакаде над территориями 3 районов города (Бутырский, Марфино и Останкинский). Общая протяжённость маршрута составляет 4,7 км (6 станций).



Рис. 1. Московский монорельс

Впервые ветка Московского монорельса приняла первых пассажиров в 2004 году и только в тестовом режиме. В промышленную эксплуатацию монорельс ввели лишь спустя 4 года из-за частых сбоев и аварий. На сегодняшний день из-за низкого пассажиропотока и высокой стоимости обслуживания системы эксплуатация Московского монорельса убыточна, по причине чего, начиная с 2012 года, ведутся обсуждения о его закрытии и реконструкции. В 2016 году из-за финансовой убыточности Правительство Москвы приняло решение о закрытии и реконструкции этой инфраструктуры и предложило несколько вариантов развития.

Рассмотрим предложенные концепции реконструкции Московского монорельса:

Демонтаж Московского монорельса без запуска дополнительных маршрутов наземного городского пассажирского транспорта. Данная концепция предполагает полный снос всей инфраструктуры Московского монорельса. Реализация данного проекта невозможна по причине того, что Московский монорельс является частью «транспортной истории» и неофициальным объектом культурного наследия города Москвы, несмотря на то, что реализация данной концепции обойдётся дешевле остальных. Также полный снос монорельса увеличит время движения между нынешними станциями «Телецентр» и «Улица Милашенкова» на 35 минут из-за проходящих между ними железнодорожных путей.

Демонтаж Московского монорельса, строительство путепровода и запуск дополнительного компенсационного автобусного маршрута. Данная концепция была главенствующей на ранних этапах обсуждения реконструкции монорельса. Её неоспоримый плюс – строительство путепровода над железнодорожными путями, что улучшит

транспортную связь районов Марфино, Бутырский и Останкинский. Но от этой концепции отказались, как и от предыдущей, из-за ценности Московского монорельса как транспортной системы, а также из-за и увеличения времени в пути между существующими станциями монорельса на наземном транспорте в среднем на 3 минуты.

Модернизация трассы и запуск ЛРТ. Данная концепция предполагает приспособление всей ветки монорельса под движение легкорельсового транспорта. Основными преимуществами данной концепции являются: уменьшение времени в пути между существующими станциями и сохранение всей инфраструктуры Московского монорельса. Но при этом данная концепция является самой дорогой из всех как по стоимости реализации, так и по стоимости эксплуатации легкорельсового транспорта в дальнейшем, из-за чего от неё также было принято решение отказаться.



Рис. 2. Проект путепровода

Реконструкция части трассы в трамвайную линию и интеграция с действующей инфраструктурой. Данная концепция является главенствующей и наиболее перспективной из всех, поскольку продление линии трамвая обеспечит жителям Бутырского района беспересадочную связь с объектами притяжения СВАО. При этом время в пути сократится на 60%. Дополнительным доходом от реализации данного проекта может быть продажа оставшихся станций под реконструкцию в торговые или выставочные объекты. В перспективе возможно продление линии до улицы Костякова и соединение трамвайных сетей, которое снизит расходы города на обслуживание вагонов и позволит создать новые транспортные связи.

Продолжение эксплуатации Московского монорельса с заменой подвижного состава. Если же переговоры по реконструкции Московского монорельса не принесут никаких результатов, то возможно продолжение эксплуатации транспортной системы с заменой подвижного состава. При реализации данной концепции эксплуатация монорельса будет ещё более убыточной, чем сейчас, а сокращение времени в пути составит только 30%.

Ревитализация Московского монорельса. Свою идею по реконструкции Московского монорельса предложило столичное архитектурное бюро Wowhouse. Данная концепция предполагает возведение нового пешеходного и бегового пути длиной 4,7 км на существующих опорах монорельса, разделённого на функциональные зоны в зависимости от потребностей района, в котором та или иная зона

будет расположена. Данный проект предполагает создание безопасной, удобной, экологичной, привлекательной прогулочной и спортивной зоны. При этом в части эстакады предусмотрено движение трамваев, как в предыдущей концепции. Этот вариант наиболее перспективный с точки зрения современных тенденций в градостроительстве.

Если обратиться к зарубежному опыту, то можно найти один из самых ярких примеров преобразования железной дороги в парк – Хай-Лайн в Нью-Йорке. Теперь это удивительный парк на заброшенной эстакаде старой железнодорожной ветки в районе Челси на Манхэттене, протяженность парка — 1.6 километров. Промышленный район стал местом для рекреации жителей Нью-Йорка и туристов.

Таким образом, мы видим, что при реконструкции такого уникального объекта транспорта как Московский монорельс возможны различные проекты и концепции. При этом предпочтение отдаётся тем концепциям, в которых достигается баланс между стоимостью реализации проекта, стоимостью эксплуатации транспортной системы после реконструкции, скоростью передвижения пассажиров после реконструкции по существующему маршруту, экологической составляющей проекта и учётом исторической ценности объекта транспорта.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Департамент транспорта и развития дорожно-транспортной инфраструктуры города Москвы. Московская монорельсовая транспортная система. Апрель 2015. С. 1-17.
2. Комплекс градостроительной политики и строительства города Москвы. Висячие сады и бассейн могут появиться на месте московского монорельса [эл. ресурс] URL: <https://stroi.mos.ru/news/visiachiie-sady-i-bassiein-moghut-poiavit-sia-na-miestie-moskovskogho-monoriel-sa> (11.07.2018).
3. Комплекс градостроительной политики и строительства города Москвы. Московский монорельс сносить не планируется - Хуснуллин. [эл. ресурс] URL: <https://stroi.mos.ru/news/moskovskii-monoriel-s-snositie-planiruietsia-khusnullin>. (19.11.2018).
4. МИЦ «Известия». Столичный монорельс решили объединить с трамвайной сетью [эл. ресурс] URL: <https://iz.ru/830463/2019-01-02/stolichnyi-monorels-reshili-obedinit-s-tramvainoi-setiu>. (02.01.2019).
5. [эл. ресурс] URL: <http://wowhaus.ru/urbanistics/moskovskaya-monorelsovaya.html>.

ФОРМИРОВАНИЕ БЕСТРАНСПОРТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПЛАНИРОВОЧНОЙ СТРУКТУРЫ КАК СПОСОБ ПОВЫШЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ГОРОДСКОЙ СРЕДЫ

В настоящее время среди застройщиков наибольшее внимание уделяется поиску идей для формирования безопасной комфортной среды. В связи с тем, что в России появилось много массового жилья, появляется необходимость его реконструкции или перепроектирования, для того чтобы оно не утратило свои качественные характеристики и не было вытеснено жильём наиболее высокого класса. В рамках статьи было предложено рассмотреть критерии устойчивого развития и внедрить их в существующую застройку, для повышения его привлекательности.

Идея формирования устойчивого города предполагает создание социальной среды, которая будет хорошо функционировать в долгосрочной перспективе. В международном опыте была разработана структура, содержащая 3 основополагающих элемента для развития такого города (рис.1). Такая структура включает в себя:

1. Социальная сфера
2. Экономическое развитие
3. Экология

Устойчивое развитие предполагает нахождение баланса между этими тремя параметрами. Социальная сфера предполагает, что все объекты обслуживания должны располагаться в шаговой доступности от мест проживания горожан, что является главной планировочной основой микрорайонов в России. Однако, из-за повышенной автомобилизации в зонах дворового пространства снижается экологичность территории.

Для решения проблемы в рамках статьи предложено внедрение бестранспортных зон, в которых есть ограничения на въезд, возможность паркинга личных автомобилей. Разрешение на въезд действует только в случаях чрезвычайных ситуаций (например, пожара) либо доставки тяжёлых грузов. Житель бестранспортной зоны может частично или полностью отказаться от владения автомобилем за счёт того, что имеет беспрепятственный доступ к общественному транспорту. Данные зоны имеют ряд преимуществ, такие как снижение потребности в земельных ресурсах и экономия средств на строительство дорог, снижение транспортных потоков за счёт снижения автомобилизации, повышение спроса общественного транспорта, а

также возможность формирования более плотной застройки. Бестранспортные зоны подробно изучаются, исследуются и постепенно внедряются в городах Европы, например, в Германии в городе Ваубан.

Бестранспортная зона включает в себя школы, детские сады, детские поликлиники; обеспечение основной общественной инфраструктурой, многофункциональные центры, включающие: магазины, общественные центры, объекты здравоохранения, зелёные пространства; хорошую транспортную и коммуникационную связь (развитый общественный транспорт), общественное пространство для временного использования, (место для проведения мероприятий или досуговый центр).

Планировочной единицей для внедрения бестранспортной зоны был выбран микрорайон, так как является достаточно популярным в настоящее время. Для перепроектирования и создания концепции бестранспортных зон был взят уже застроенный микрорайон Авиаторов. Он расположен в г. Балашиха Московской области, с населением 30 тыс. человек. Данный микрорайон, как и многие другие, страдает от повышенной автомобилизации во дворах, за счёт нехватки машиномест для постоянного хранения. Строительство паркинга сможет частично решить проблему с парковочными местами, а для повышения безопасности дворов необходимы ограничения на въезд.

В ходе градостроительного анализа, с помощью интерактивной карты 2Gis было выявлено, какие объекты уже есть на территории микрорайона Авиаторов и в каких объектах первичной необходимости есть потребность. В результате было выявлено, что на территории функционируют автобусные остановки, школы, детские сады, магазины и супермаркеты, аптеки, кафе и рестораны, культовое сооружение, больница, салоны красоты, участковый пункт полиции. В границах микрорайона отсутствуют спортивные объекты, объекты культуры и спорта, почтовое отделение. На данный момент, для формирования этих объектов в радиусе пешеходной доступности нет свободных территорий.

Микрорайон запроектирован таким образом, что выезд и въезд предполагается только с Балашихинского шоссе, следовательно, при любом перепроектировании микрорайона нагрузка на основную транспортную сеть не изменится. Возможно положительное изменение только при развитии общественного транспорта на территориях. Места для паркинга личных автомобилей запроектированы в одном месте и имеют выезд на один проезд, следовательно, после их устройства можно сократить проезды во дворах.

В рамках исследования было создано функциональное зонирование для реконструкции микрорайона. Бестранспортная зона охватывает ту территорию, на которой находятся все необходимые для жизни объекты. Проезды внутри бестранспортной зоны также имеются, но как

это характерно для данной зоны имеют ограниченный доступ и другое дорожное покрытие, так как не предназначены для постоянного использования.

Формирование устойчивых территорий может производиться путём реконструкции уже существующих территорий. При внедрении бестранспортной зоны есть возможность повысить качество территории и её устойчивость. При параллельном улучшении работы общественного транспорта, то есть создания всех условий для отказа от личных автомобилей горожан, данная концепция сможет стать толчком для снижения автомобилизации в стране.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Щербина Е., Власов Д., Данилина Н.* Учебное пособие // Москва: НИУ МГСУ, 2016. - 128 с.
2. *Shahraki A.* Urban planning and design in unauthorized neighborhoods using case studies // International Journal of Sustainable Built Environment 2015. – pp. 273-284
3. *Woodcraft S., Bacon N., Caistor-Arendar L., Hackett. T.* Design for social sustainability // Social Life, 2012 – p.37

АТРИУМНОЕ ПРОСТРАНСТВО. СВЕТОПРОЗРАЧНЫЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ

На сегодняшний день в исторических центрах крупных мегаполисов РФ высвобождается пространства «тоннельного» и «колодезного» типа, требующих переработки. Однако климатические условия умеренных широт и стесненные условия застройки не позволяют преобразовать данные пространства. Хорошим примером реорганизации таких пространств является создание атриумов и пассажей. Посредством атриума создается общественные пространства для коммуникации, рекреации и транзитных целей.



Рис.1 «Стеклянный двор» Еврейского музея в Берлине, Германия



Рис.2 Галерея Аллена Ламберта в Канаде



Рис.3 Галерея Виктора Эммануила II в Италии

Идея формирования атриумных пространств зародилась во времена становления Древней Греции. Они возникали в частных жилых зданиях со внутренними открытыми окруженными колоннами дворами, сообщавшимися со смежными жилыми помещениями – атрии. Отправной центральной точкой атриума изначально был очаг с проемом непосредственно над ним для дыма. Позднее появились небольшие бассейны – имплювии, предусматривающие комплювиумы – отверстия в крыше. Этрусский атриум отличался стропильной кровлей, вогнутой формой, предусмотренной для отвода дождевой воды. Атриум четырехколонный имел крышу, по углам опирающуюся на колонны.

Уже в эпоху Римской империи атриум использовался в качестве парадного помещения для урегулирования внутреннего микроклимата: вода в бассейне, охлаждаясь ночью, сообщала прохладу стенам, защищая людей от полуденного зноя, а воздух и свет свободно проникали в прилегающие помещения [2].

В настоящее время атриумные пространства несут более глубокую смысловую нагрузку, они являются центральной частью общественных зданий и комплексов, являясь главным композиционным элементом, образующим большое двухсветное пространство. Атриум благоприятно влияет на распространение солнечного света во внутренней части помещений. Позволяет сократить потерей тепла при использовании витражного остекления.

Организация общественных атриумных пространств очень важна в условиях плотной городской застройки, которая нуждается в функциональном разнообразии. Сейчас довольно важным является поиск новых современных рациональных решений, отвечающих требованиям безбарьерной среды и эргономики на макроуровне, психологической составляющей человека и художественному эстетическому его восприятию, – внедрение в городскую среду соответствующих ключевых связующих элементов.

Данные элементы заключают в себе множество полезных функций, если их грамотно приспособить к окружающим условиям и, прежде всего, потребностям людей, обеспечив тем самым твердую почву для дальнейшего устойчивого развития среды. Важно отметить также, что они придают целостность не только различным по назначению пространствам, но являются и коммуникативной связующей – объединяют людей, являясь точками сосредоточия какой-либо из сфер жизнедеятельности. Таким образом, атриумные пространства – особые смысловые элементы города, и подобно привычным нашему взгляду аллеям, паркам, скверам, площадям они, безусловно, имеют место быть, создавая более модернизированный облик среды, более привлекательный, с точки зрения современного идущего в ногу со временем человека.



Рис.4. Организация внутреннего двора по средствам атриума.

Атриумное пространство в городской среде должно способствовать коммуникации между людьми и, соответственно, быть максимально комфортным для пребывания в нем. Это своего рода общественный центр, в котором концентрируется комплекс коммуникативных функций и социальных услуг [1].

Ныне трудно себе представить такие пространства без светопрозрачных конструкций, имеющих различные форму и площадь занимаемой поверхности. С их помощью, прежде всего, обеспечивается естественное освещение внутреннего двора и его защита от природных

воздействий и механических нагрузок, а также поддержание оптимальной температуры и качественного воздухообмена.

При размещении атриумных пространств на территории исторически сложившейся застройки, появляется возможность всесезонного использования общественных пространств. В атриумном пространстве может находиться рекреационные пространства и оранжереи, общественные и транзитные зоны. Атриум нужен для того, чтобы разгрузить приток людей, для экономии электроэнергии и с художественно-архитектурной точки зрения.

В Москве существуют такого рода дворы, которые нуждаются в формировании защищенного пространства. Во многих дворовых пространствах центральной стесненной застройки находится площадки хозяйственного назначения, на которой не предусмотрены ограждающие и защищающие от запаха и загрязнения бытовыми отходами конструкции, там же в непосредственной близости расположено пространство для отдыха и активного досуга. Таким образом, предотвратить подобные нарушения можно, предусмотрев мусоросборник и мусорообменник заглубленного типа. Атриумный дворик может выполнять защитную функцию, учитывающую климатические особенности и какие-либо негативные факторы, а также поможет создать комфортную уединенную атмосферу.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Вахниченко А.В.* Атриумное пространство в городской среде// Містобудування, архітектура і проблема розвитку сучасного міста, - 2016, - Вып. 128, С.15-18.

2. *Куприянов В.Н., Сметанин Д.В.* История развития и классификация атриумов//Известия КазГАСУ. -2010. -№ 2. -С. 32-39.

3. *Тимина А.И., Янова Р.Ю.* Внедрение несущих светопрозрачных конструкций на примере здания театра оперы и филармонии "подляска", Польша//Сборник докладов студенческого научного тематического форума кафедры проектирования зданий и сооружений института строительства и архитектуры по итогам научно-исследовательских работ студентов г. Москва 2017 г. С.17-21.

4. [Электронный ресурс] Режим доступа: https://ru.wikipedia.org/wiki/Галерея_Виктора_Эммануила_II. – (Дата обращения: 24.02. 2018).

СВЯЗЬ ВИДОВ ТУРИЗМА И ГОРОДСКОЙ ИНФРАСТРУКТУРЫ

Ещё с древних времён паломники путешествовали в другие страны для продвижения своих религиозных идей и обмена культурно-религиозным опытом. Человечество стремилось к посещению новых, ещё не изведанных территорий. Чаще всего такие экспедиции подразумевали большие трудности и опасности для неподготовленного путника, не все достигали намеченных целей - сказывалось отсутствие навыков и знаний [1].

В 1808 году в Англии родился успешный бизнесмен, создавший индустрию туризма для всего мира - Томас Кук. Первая туристическая поездка состоялась 5 июля 1841 года под руководством Томаса. Именно он придумал и создал благоприятные условия для продвижения туризма с целью экономической выгоды. Его компания Thomas Cook & Son продавала путевки, включающие в свою стоимость комплекса услуг: трансфер, проживание в гостинице, питание, экскурсии, услуги гидов [1].

В современном мире ежегодно 700 миллионов людей совершают туристические поездки, подразумевающие выезд из привычных мест проживания в другую страну или местность своей страны с целью культурно познавательной, деловой, лечебно-оздоровительной и другими. Особенно выделяется религиозный туризм - путешествия к религиозным объектам без совершения обязательных сакральных ритуалов. В России немаловажную роль в развитии такого типа туризма играют церковные технологии предоставления услуг молитвы, а также специальная организация трансфера. В 2019 году вступила в третий этап программа по развитию религиозного туризма и паломничества, представленная председателем Императорского Православного Палестинского Общества С.В. Степашным. Основная цель этой программы - развитие и создание благоприятных условий для православного паломничества и религиозного туризма на территории Российской Федерации и за её пределами [2].

Целью нашего исследования является установка связи градостроительных объектов, используемых индустрией туризма, с видами туристической деятельности.

Методом исследования стало анкетирование и опрос респондентов, которые применяются при решении градостроительных задач [3]. Анкета включала пять видов туризма, которые сегодня получили большее распространение, это паломнический, культурно

познавательный, деловой, лечебно-оздоровительный и экологический, и восемь групп градостроительных объектов.

Респондентам, участвовавшим в анкетировании, было предложено проставить баллы, оценивающие востребованность указанных в анкете объектов по следующей шкале. $A = 0$ - малозначимый; желательный при осуществлении путешествия; $D = 2$ - необходимый для реализации путешествия. В анкетировании принимали участия обычные туристы и люди, занятые в организации туристической деятельности и в градостроительной сфере.

Обработка данных осуществлялась следующим образом. Заполненные анкеты собирались, и производился подсчет средних значений в каждой ячейке матрицы Z_{ij} . В которой по горизонтали i - это виды туризма, а по вертикали j - объекты городской инфраструктуры. Значение вычислялось по формуле:

$$Z_{ij} = \frac{A_{ij}a_{ij} + B_{ij}b_{ij} + D_{ij}d_{ij}}{a_{ij} + b_{ij} + d_{ij}}$$

где A_{ij}, B_{ij}, D_{ij} – значения оценок, указанные респондентами в ячейке матрицы (i, j) ; a_{ij}, b_{ij}, d_{ij} - суммарные значения полученных оценок соответственно.

Таблица 1.

Результаты анкетирования

| Градостроительные объекты | Виды туризма | | | | |
|---|---------------|--------------------------|-----------|-------------------------|---------------------------|
| | Паломнический | Культурно-познавательный | Деловой | Лечебно-оздоровительный | Экологический (экотуризм) |
| | Средн. | Средн. | Средн. | Средн. | Средн. |
| 1. Достопримечательные места | | | | | |
| Музеи | 1,037 (1) | 1,852 (2) | 0,407 (0) | 0,519 (1) | 0,593 (1) |
| Театры | 0,481 (0) | 1,704 (2) | 0,333 (0) | 0,37 (0) | 0,111 (0) |
| Исторические памятники культуры и архитектуры | 1,37 (1) | 1,889 (2) | 0,593 (1) | 0,667 (1) | 0,778 (1) |
| Центры прикладного творчества | 0,704 (1) | 1,481 (1) | 0,37 (0) | 0,629 (1) | 0,444 (0) |
| Выставочные центры | 0,519 (1) | 1,519 (2) | 1,074 (1) | 0,481 (0) | 0,556 (1) |
| 2. Религиозные достопримечательности | | | | | |
| Монастыри | 1,704 (2) | 1,037 (1) | 0,222 (0) | 0,407 (0) | 0,259 (0) |
| Церкви | 1,741 (2) | 1,185 (1) | 0,296 (0) | 0,519 (1) | 0,222 (0) |
| 3. Природные достопримечательности | | | | | |
| Парки и заповедники | 0,593 (1) | 1,074 (1) | 0,37 (0) | 0,37 (0) | 1,704 (2) |
| Экологические маршруты | 0,259 (0) | 0,741 (1) | 0,185 (0) | 1,148 (1) | 1,815 (2) |
| 4. Спортивные объекты | | | | | |
| Аквапарки | 0,111 (0) | 0,667 (1) | 0,259 (0) | 0,852 (1) | 0,37 (0) |
| Веломаршруты | 0,259 (0) | 1,0 | 0,407 (0) | 1,296 (1) | 1,407 (1) |
| Пешие маршруты | 1,037 (1) | 1,222 (1) | 0,407 (0) | 1,37 (1) | 1,667 (2) |
| Горнолыжные трассы | 0,185 (0) | 0,593 (1) | 0,296 (0) | 0,926 (1) | 0,926 (1) |
| Лыжные маршруты | 0,148 (0) | 0,667 (1) | 0,222 (0) | 1,148 (1) | 1,222 (1) |
| Водный спорт | 0,185 (0) | 0,629 (1) | 0,296 (0) | 1,037 (1) | 0,852 (1) |
| Этнопарк | 0,704 (1) | 1,185 (1) | 0,111 (0) | 0,778 (1) | 1,259 (1) |
| 5. Предприятия общественного питания | | | | | |
| Кафе | 1,481 (1) | 1,778 (2) | 1,629 (2) | 1,333 (1) | 1,519 (2) |
| Рестораны | 0,704 (1) | 1,333 (1) | 1,629 (2) | 0,889 (1) | 0,667 (1) |
| Предприятия быстрого питания | 1,222 (1) | 1,481 (1) | 1,111 (1) | 0,852 (1) | 1,296 (1) |

| | | | | | |
|---------------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Дискотеки, варьете | 0,148 (0) | 0,815 (1) | 0,519 (1) | 0,481 (0) | 0,185 (0) |
| 6. Объекты проживания туристов | | | | | |
| Гостиницы | 0,963 (1) | 1,519 (2) | 1,629 (2) | 1,407 (1) | 1,074 (1) |
| 5 звезд | 0,667 (1) | 1,037 (1) | 1,667 (2) | 0,778 (1) | 0,481 (0) |
| 4 звезд | 0,667 (1) | 1,111 (1) | 1,333 (1) | 0,852 (1) | 0,519 (1) |
| 3 звезды | 1,074 (1) | 1,37 (1) | 1,0 | 1,037 (1) | 1,0 |
| Хостел | 1,296 (1) | 1,519 (2) | 0,704 (1) | 0,556 (1) | 1,148 (1) |
| Апарта-менты | 0,741 (1) | 1,222 (1) | 1,259 (1) | 0,926 (1) | 0,852 (1) |
| Кемпинги | 0,444 (0) | 0,778 (1) | 0,148 (0) | 0,407 (0) | 1,407 (1) |
| Пансионы | 0,815 (1) | 0,556 (1) | 0,37 (0) | 1,481 (1) | 0,852 (1) |
| 7. Оздоровительные объекты | | | | | |
| Оздоровительные центры | 0,259 (0) | 0,259 (0) | 0,185 (0) | 1,815 (1) | 0,629 (1) |
| Целебные источники | 0,741 (1) | 0,629 (1) | 0,222 (0) | 1,556 (1) | 1,259 (1) |
| Клиники | 0,333 (0) | 0,333 (0) | 0,37 (0) | 1,741 (1) | 1,407 (1) |
| Санатории | 0,259 (0) | 0,259 (0) | 0,111 (0) | 1,778 (1) | 0,519 (1) |
| 8. Системы навигации | | | | | |
| Информацион-ные центры | 1,407 (1) | 1,778 (2) | 1,519 (2) | 1,444 (1) | 1,296 (1) |
| Системы указателей | 1,704 (2) | 1,778 (2) | 1,407 (1) | 1,519 (2) | 1,481 (1) |
| Интернет | 1,074 (1) | 1,704 (2) | 1,741 (2) | 1,296 (1) | 0,963 (1) |
| Технологии «Умный город» | 0,481 (0) | 1,222 (1) | 1,222 (1) | 0,667 (1) | 0,333 (0) |

Полученные результаты проведённого исследования показывают, что каждый вид туризма имеет свои предпочтения. Паломнический туризм наименее требователен к разнообразию градостроительных объектов, для него необходимы монастыри, церкви и другие достопримечательности отправления религиозного культа. Требования к гостиницам и предприятиям общественного питания также не значительные.

Другие виды туризма требовательны к большому разнообразию объектов туристической индустрии - кафе, система указателей; сопутствующими - музеи, исторические памятники культуры и архитектуры, центры прикладного творчества, выставочные центры, парки и заповедники, пешие маршруты, этнопарки, рестораны, предприятий быстрого питания, гостиницы, пансионаты, целебные источники, информационные центры, интернет.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Томас Кук - человек придумавший туризм Режим доступа: <http://websiteaboutbusiness.com/velikie-predprinimateli/thomas-cook.html>. Дата обращения: 23.02.2019.
2. *Житенев С.Ю.* Религиозный туризм и паломничество в Российской Федерации: современное состояние и перспективы развития// Журнал института наследия, 2016. №1.
3. *Щербина Е.В., Хо Т.Ф.* Структура пересадок на автовокзалах г. Ханой//Вестник Иркутского государственного технического университета. 2017. Т. 21. № 3 (122). С. 204-211.

РОЛЬ ТЕОРИИ «ОБЩЕЕ ПРОСТРАНСТВО» В ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВЕ

Общее пространство (англ. *Shared space*) – концепция дорожного движения, сформулированная голландским дорожным инженером Хансом Мондерманом. Согласно данной концепции, соединение автомобилей, велосипедистов и пешеходов на одном уличном общественном пространстве способно сделать перемещение более безопасным для всех участников улично-дорожного движения. Дорожные знаки, бордюры, светофоры, дорожная разметка отсутствуют, в результате чего повышается уровень внимательности водителей и пешеходов, и они начинают сами регулировать своё перемещение с помощью зрительного контакта.

В процессе глобальной автомобилизации многие города изменились таким образом, чтобы справиться с большим автомобильным трафиком, в результате чего пострадали пешеходная и велосипедная инфраструктуры. Также из-за увеличения количества автомобилей были предприняты меры для повышения безопасности пешеходов, которые во многих случаях являются неэффективными и требуют совершенствования. К таким неэффективным мерам можно отнести неправильно настроенные светофоры, из-за которых люди начинают перебегать дорогу в неположенных местах; неправильное размещение пешеходных переходов; нагромождение дорожных знаков, отвлекающих водителя от дороги, и т.д. Ханс Мондерман утверждал, что «В результате наблюдений оказалось, что даже правильные сигналы и знаки могут способствовать авариям...». Теория общего пространства основывает – это новый взгляд на систему дорожного движения, и её актуальность заключается в том, что с помощью неё можно улучшить велосипедную и пешеходную инфраструктуры, а также увеличить уровень безопасности для всех участников дорожного движения.

Рассмотрим применение концепции на примере улицы «Fort Street» в Окленде, Новой Зеландии. До реконструкции «Fort Street» тротуары были приподняты и отделены от автомобильных дороги бордюров, улица преимущественно служила для проезда автомобилей. Для перехода через дорогу были выделены специальные участки с разметкой и светофорами, края дороги использовались для парковки автомобилей.



Рис. 1. Улица до реконструкции



Рис. 2. Улица после реконструкции

После реконструкции полностью исчезли дорожные знаки. Автомобили, пешеходы, велосипеды начали передвигаться по одноуровневому участку с плиточным покрытием, а также появилось больше пешеходного пространства, что дало возможность располагать на улице магазины и кафе, а также элементы озеленения и малые архитектурные формы.

Реконструкция улицы, которая проводилась согласно концепции общего пространства, имела положительный результат:

- 91% пользователей и владельцев недвижимости положительно отозвались по поводу нового общественного пространства, хотя до реконструкции только 17% одобряло идею;
- Более 75% владельцев недвижимости определили, что это недвижимость рядом с общим пространством оценивается дороже;
- Пешеходное движение выросло на 50%
- 49% опрошенных будут посещать этот район специально, в рекреационных целях;
- Транспортный поток уменьшился на 34% и его скорость снизилась;
- 100% опрошенных пользователей и владельцев недвижимости согласились, что уменьшение автомобильного трафика не повлияло на их бизнес [1];

При детальном анализе концепции Ханса Мондермана, можно выделить несколько приемов для формирования общего пространства:

1. Минимальное использование дорожных знаков. Умная архитектура дороги должна диктовать поведение людей.
2. Присутствие зрительного контакта между всеми участниками дорожного движения.
3. Улица должна привлекать внимание. Для этого может использоваться озеленение, установка малых архитектурных форм, уличное искусство итд.

4. Одинаково хорошее освещение дороги и тротуаров.
5. Больше жизни вдоль дороги. Приветствуется расположение на улицах кафе и прочих точек притяжения.
6. Одинаковая высота тротуара и дороги. Граница между ними может выделяться с помощью разного покрытия [2].

Концепция общего пространства может быть воплотима в наших реалиях. В качестве примера я рассмотрю пересечения ул. Малая Ордынка и Большого Ордынского пер. В данный момент через этот перекресток с низким автомобильным трафиком проходит 6 пешеходных переходов, на нём стоит 4 светофора и отсутствуют велосипедные дорожки. На Рис. 3. продемонстрирован вариант возможного облика участка, если бы он создавался согласно концепции общего пространства – пешеходы, велосипедисты и автомобили перемещаются по единому одноуровневому дорожному полотну, светофоры отсутствуют.



Рис. 3. Существующее положение Рис. 4. Проектное предложение

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. [электронный ресурс]
<https://www.vienncouver.com/2015/01/aucklands-city-centre-shared-space-programme/>
2. [электронный ресурс]
<http://2006.novayagazeta.ru/nomer/2006/59n/n59n-s25.shtml>

Студентка 4 курса 40 группы ИСА Копытова Я.К.

Студентка 5 курса 26 группы ИСА Купка Ю.О.

Научный руководитель – доц., канд. архитектуры А.В. Попов, ст. преп. Т.В. Сорокоумова

ПРИНЦИПЫ ФОРМИРОВАНИЯ БЛАГОУСТРОЙСТВА НАБЕРЕЖНЫХ

Исторические многие города возникали у вдоль крупных водных артерий. Экономическое развития города зависело от торговых путей, которые проходили по большим рекам. Вплоть до конца XX века градостроители рассматривали водные объекты вблизи городов исключительно как коммерческую и деловую территорию, а прибрежные территории – как место хранения и обмена товарами. Ле Корбюзье, формируя знаменитую идею Лучезарного города, говорил, что «Река представляет собой «жидкую железную дорогу», товарную станцию и сортировочную базу» [2]. С развитием технологий и урбанизацией изменились принципы развития торговых и коммерческих связей. Центральные части городов, расположенные на водных артериях, не используются, как торговый порты, более приоритетным стало устройство общественных пространств и рекреационных зон.

Принципы благоустройства набережных изменились за последние годы пропорционально изменению приоритетов жителей городов. Устройство узкой пешеходной зоны вдоль водного объекта становится недостаточным для активного использования населением. Чаще всего подобные территории оказываются неиспользуемыми островками между водным объектом и проезжей частью, так как отсутствие благоустройства и высокий уровень шумового загрязнения делает набережные некомфортными для пешеходов. Сейчас многим градостроителям и специалистам смежных областей представляется рациональным переориентация общественных пространств с нужд автомобилиста на нужды велосипедиста или пешехода. Прибрежные территории не могут стать исключением для этой тенденции. В этом случае речь идет о «гуманизации» пространственной среды береговых территорий, что подразумевает под собой создание комфортных и безопасных для человека пространств. Доктор градостроительства Нефедов В. А. в своих работах [3] выделял основные направления развития прибрежных территорий с целью их гуманизации, в их числе:

- 1) Сбалансированное развитие пешеходной, велосипедной и транспортной инфраструктуры;
- 2) Функциональная и ландшафтная оптимизация структуры береговых территорий;

- 3) Расширение береговой инфраструктуры мест досуга и публичных пространств с привлечением инвестиций. Интегрирование объектов делового и культурного назначения в береговые территории;
- 4) Восстановление природных экосистем и набережных;
- 5) Создание среды с контактной водой и размещение на воде мобильных компонентов среды (в т. ч. коммерческих);

Ранее исключительно портовый город Гамбург в Германии смог подстроиться под требования, необходимые для дальнейшего развития города, изменив функциональное наполнение некоторых городских территорий. Центральный район города исторически выполнял функции порта: хранение, перемещение и продажа товаров. В 2000 году был начат масштабный проект «ХафенСити». Градостроителями предусматривается устройство современных общественных пространств. Грамотный баланс пешеходной и транспортной инфраструктуры, интеграция в пространство набережных объектов культурного и делового назначения, а также устройство безопасных благоустроенных пространств делает весь район популярным среди жителей города и ежегодно привлекает множество туристов.

Наиболее известным примером преобразования прибрежного пространства, является набережная в парке Мадрид-Рио в Испании. В период стремительного роста уровня автомобилизации набережные реки Мансанарес использовались максимально не рационально: на них строились крупные магистрали и автостоянки, что привело не только к нарушению экологического равновесия города, но и серьезному экономическому упадку, трассы вдоль реки отделяли районы города друг от друга. Устройство рекреационной зоны преобразило Мадрид.

Помимо перечисленных принципов благоустройства береговых территорий, в современном социальном контексте набережные должны иметь способность преобразовываться и вмещать в себя все новые функции. Набирающие популярность городские территории, комбинирующие в себе множество функций, могут преобразовать инфраструктуру городских набережных и сделать их «гибкими» для изменений в будущем. Коворкинги, коливинги, event-пространства и другие нестандартные функции, зачастую включаемые в творческие кластеры города, способны интегрироваться в структуру прибрежных городских территорий, оставляя возможность воссоздания природных экосистем и «зеленых коридоров».

Береговые территории города важны для его населения не только в социальном контексте, но и в отношении экологического каркаса города. Устройство даже небольших озелененных территорий в интеграции с водным объектом (как это было сделано в описанном примере парка в Мадриде) создает условия для естественного очищения и циркуляции воздуха в городе. Помимо этого, грамотное озеленение

береговых территорий способствует очистке непосредственно воды, притом возможно снижение затрат на устройство искусственных сооружений для ее очистки. А в подтопленных или заболоченных районах города создание рекреационных территорий с большим количеством озеленения кажется естественным и максимально рациональным способом решения проблем таких районов. Устройство рациональной дренажной системы с использованием растений, в больших количествах, потребляющих влагу, сделает территорию пригодной для использования людьми и, благодаря сопутствующему данному процессу укреплению береговой линии, обезопасит прилегающие территории от негативного природного воздействия.

Набережные играют важнейшую роль в структуре общественных пространств ткани города. Полноценное комплексное развитие города невозможно без рационального использования прибрежных территорий. Основным принципом формирования благоустройства набережных становится их гуманизация. Благоустройство береговых территорий, направленное на создание комфортных условий для человека, обеспечивает развитие города одновременно во множестве направлений. При формировании благоустройства рассматриваемых территорий стоит помнить об обеспечении их устойчивого развития с возможностью изменения функционального наполнения. План развития набережной всегда должен учитывать специфику такого общественного пространства, его востребованность, следовательно, и возможности изменения функционального ее наполнения или конкретных элементов благоустройства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Marshall R.* Waterfronts in post-industrial cities / R. Marshall. - London: Spon Press, 2001. - 224 с.
2. *Рыбчинский В.* Городской конструктор: Идеи и города / 2-е изд. / В. Рыбчинский. - М.: Strelka Press, 2015. -232 с.
3. *Нефёдов В.А.* Как вернуть город людям / В. А. Нефёдов. – М.: Искусство - XXI век, 2015. - 160 с.
4. *Большаков А.Г.* Принципы организации прибрежных территорий как экологического каркаса города // Известия Иркутского государственного университета. Серия: Биология. Экология.2011. №2.

*Студентка 4 года обучения 41 группы ИСА Мельникова Е.В.,
Студент К3-73Б группы направления “Информатика и
вычислительная техника” Мытищинского филиала МГТУ им. Н. Э.
Баумана (МФ МГТУ) Леперт М.В.
Научный руководитель – доц., канд., архитектуры А.В. Попов, ст.
преп. Т.В. Сорокоумова*

АДАПТАЦИЯ ЭЛЕМЕНТОВ БЛАГОУСТРОЙСТВА ДЛЯ МАЛОМОБИЛЬНЫХ ГРУПП НАСЕЛЕНИЯ

Современное представление о политике прироста городских территорий и их экстенсивной застройки неразрывно связано с концепциями устойчивого градостроительного развития. Выделяются основными показатели по важности: визуальное восприятие среды, экстерьер застройки и функциональное насыщение элемента планировочной структуры города, возможность сочетания объектов инфраструктуры, с ограниченной площадью и различного назначения, систем массового обслуживания населения, пространственных доминант.

На передний план выступают проблемы социальной адаптации населения, наличия барьеров в общении, выборе мест отдыха и проживания, навигации на урбанизированных территориях. К рассматриваемой группе относятся в первую очередь граждане, имеющие инвалидность; граждан категорий: с временными травмами, после операций; детей; людей пожилого возраста; беременных и кормящих женщин; людей с избыточным весом; родителей с детьми и колясками; людей, говорящих на других языках, приезжих; путешествующих с багажом [1] (далее МГН). Первостепенными являются задачи по идентификации проблемных планировочных и архитектурных решений, необходимость в проведении демонтажных работ и установке элементов благоустройства. Важную роль играет мнение населения, как основной целевой аудитории, непосредственно пользующейся данным оборудованием.

Технические и экономические методы усовершенствования технологий производства, вторичного использования материалов, сокращения издержек при максимальном сохранении эко-привлекательности, гибко подстраивающиеся к индивидуальным и типовым проектам, формируют актуальную область исследований: возможность адаптации элементов благоустройства для маломобильных групп населения по средству трансформации пространственных фасадов и архитектурных форм.

Автоматизация систем социального обслуживания с использованием сети интернет, стала обычной практикой. Однако, устройства с

модулями «умного контроля», информационного просвещения граждан, встроенные в рядовые объекты благоустройства пока не используются так активно.

В статье рассматриваются нестандартные решения по адаптации дворовых пространств, реорганизации механизма благоустройства и навигации, эстетическому насыщению городской среды, по средству трансформируемых конструкций. Средством организации проницаемой и безопасной среды пешеходных путей является тактильная противоскользящая плитка с каучуковым бесшовным покрытием (рис.1). Принципиальное различие предлагаемой модели крепления резиновой основы состоит в том, что гидрофобный эластомер заливается в формовочную емкость, в которую далее погружается подготовленный бетонный состав с фракциями керамогранитного наполнителя. Затем, под воздействием высоких температур производят обжиг: сцепка материалов выдерживает более 50 циклов замораживания и оттаивания (приведенная характеристика соответствует эксплуатации плитки в Средней полосе России). Технологический цикл изготовления элементов претерпевает незначительные изменения, отсутствует необходимость в полной замене оборудования.

Второй метод подразумевает за собой применение складных, выдвижных конструкций при благоустройстве территории для МГН. Привычные в интерьере, данные вспомогательные элементы (рис.2) не только обеспечивают безбарьерное перемещение на территории, но и позволяют сохранить полезную площадь при входных группах, иных объектах, но и избежать комплексной реконструкции, сохранить целостность визуального восприятия архитектурного облика застройки. В качестве метода обеспечения комфортного пребывания и ориентации в городской среде рассматривается применение информационных киосков с импульсными панелями, работающими на основе нейросети и «живой базы данных», составленной на основе многофакторной аналитики социальных институтов. Получение полных сведений о локации, направлениях движения, близлежащих маршрутах и остановках наземного и внеуличного транспорта, других интересующих сведений будет доступно в «одно касание»: на основе биометрических данных и индивидуального запроса компьютер систематизирует, преобразует, предоставляет информацию в доступной для пользователя форме – аудиосигнал, графический ключ, сенсорно-импульсное кодирование (Рис. 3).



Рис. 1. Оснащение пешеходных путей



Рис. 2. Малые архитектурные формы



Рис. 3. Интерактивные информационные элементы

Данный подход к проектированию устраняет дискомфорт в эксплуатации элементов благоустройства. Предложенный ряд методов вызывает интерес, делает людей лояльнее.

Актуальность применяемых решений объясняется возможностью быстрой трансформации маф и пространственных решения, интенсификации взаимодействия граждан. Удобство обращения, длительный срок эксплуатации и безопасность пользования – детерминирующие факторы при разработке подобных технологических решений. Возможность дальнейшего технологического освоения области раскрывается в выявлении более экономически выгодных решений, повышении износоустойчивости монтажных единиц, подборе современных материалов, рассмотрении иных эргономичных применений технологий «складывания» и поворота частей конструкций относительно друг друга. Таким образом, рассматриваемый пассивный метод адаптации без демонтажа основных несущих и вспомогательных элементов является перспективным, позволяет рассматривать урбопространство на качественно новом уровне.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 59.13330.2016 *Доступность зданий и сооружений для маломобильных групп населения* [Текст]. – Введ.2017-05-15.– М.: Изд-во стандартов, ООО "Институт общественных зданий", Ассоциация МОАБ, НП "Доступная городская среда", 2017. Актуализированная редакция СНиП 35-01-2001;
2. СП 35-105-2002 *Реконструкция городской застройки с учетом доступности для инвалидов и других маломобильных групп населения* [Текст]. – Введ.2002-07-19.– М.: Изд-во стандартов, ГУП ЦПП, 2002. Актуализированная редакция СП 01.01.2018;
3. СП 35-102-2001 *Жилая среда с планировочными элементами, доступными инвалидам* [Текст]. – Введ.2001-07-16.– М.: Изд-во стандартов, ГУП «Научно-проектный институт учебно-воспитательных, торгово-бытовых и досуговых зданий», 2001.

Студент 3 курса 41 группы ИСА Нуртазин А.А.

Научный руководитель – доц., канд. архитектуры А.В. Попов, ст. преп. Т.В. Сорокоумова

РАЗВИТИЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ СВЯЗЕЙ ГОРОДСКОЙ СРЕДЫ

Миграция населения является одной из характерных черт развития стран и ее влияние на политическую и социальную сферы с каждым годом только растут.

Вместе с тем, это явление непосредственно влияет и на городскую структуру.

РФ в этом отношении не стала исключением. По данным Федеральной службы государственной статистики РФ, за январь-ноябрь 2018 года миграционный прирост в России составил почти 153 тысячи человек [1]. Переход России к новой модели социально-экономического развития требует формирования соответствующих условий жизнедеятельности человека, качественного улучшения градостроительной среды, достижения ее полноценности [2]. В следствие стремительного увеличение населения, городская среда перенасыщается застройкой, в ущерб развития общественных пространств, зон озеленения, зон рекреации и организованных парковочных пространств. В городских агломерациях, территориально-земельный ресурс очень ограничен, поэтому особое внимание следует уделять развитию связей в структуре сложившейся городской среды, так как велико значение городских общественных пространств и наличие связности между разноуровневыми элементами, так как они служат развитию социальной, экономической функций. Социальный аспект характеризуется формированием общественной среды, когда индивид выходит за рамки привычного круга общения, где он может контактировать и реагировать с разнообразными социальными группами. Обеспечение связности между различными местами приложения трудовой деятельности, бизнес-центрами и общественными пространствами влияет на оптимизацию временных процессов и улучшение психологического состояние человека, что непосредственно влияет на развитие экономической сферы.

Одни из наиболее важных черт городской среды – это обеспечение безопасности и комфорта населения. Наличие общественных пространств может влиять на человека разносторонне, если некоторые положительные черты были упомянуты выше, то, есть и те, которые могут отрицательно влиять на эстетическое восприятие человека. Наличие активной общественной деятельности позволяет чувствовать стабильность, что непосредственно зависит от визуального контакта с окружающей средой. Пространственные связи в городе влияют и на объединение кластеров города: жители различных районов могут

беспрепятственно коммуницировать между жилыми и общественными пространствами, тратя на это намного меньше времени и ресурсов, при этом используя пространственные связи, как общественные пространства для отдыха, рекреации и социальной функции. Ведь если проводить сравнительный анализ функций сельской жизни с городской, отслеживается тенденция тесной коммуникации: малые размеры и связанность пространств создали такое понятие как “все знают друг друга”, когда в городской среде человек чувствует свою принадлежность к общественной жизни. Создание таких связей, может также влиять на появление «третьих мест» (кафе, бары, книжные магазины, клубы по интересам и т.п) [3] обеспечивающих потребности населения.

Создание пространственных связей в городе зависит от анализа сложившейся среды в городе: проблемы доступности между элементами городской среды, стихийно появившиеся ограниченные для пребывания и перемещения населения территории и другие проблемы, влияющие на тип и функционал элемента пространственной связи.

Еще одной отличительной чертой развития пространственных связей в городе является – вторичное функциональное использование территории. В современных городах присутствует огромное количество примеров, размещения плоскостных горизонтальных объектов инфраструктуры и рекреации на обширных территориях, не позволяющих развиваться объектам сфер обслуживания, хранения и коммуникации транспортной структуры. Так наиболее ярким примером являются линейные объекты улично-дорожной среды (УДС), развязки и транспортно-пересадочные узлы. Все эти места в определенной степени создают ряд проблем для комфортного и безопасного перемещения между объектами.



Рис.1 Проект многофункционального общественного пространства в Нью-Йорке

Интеграция пространственных связей и развитие их как городских общественных пространств будет положительно влиять на развитие городской и социальной инфраструктуры.

Наиболее перспективно создание пространственных связей между “многоэтажными” транспортными развязками. В современных городах они как торт, в бесконечном количестве “наслаиваются” друг на друга, физически и визуально отделяя элементы городской среды. Вторичное

использование территорий, на которых размещены объекты УДС позволит отделить транспорт от человека, поместив их на разные уровни. Размещение на разных уровнях также позволит снизить шумовое и загрязняющее воздействие от транспорта.

Подводя итоги, можно сказать, что необходимость в создании связей городской среды сейчас актуальна, как никогда. Учитывая стремительный темп развития современных городов, подобные проекты выведут рациональность, комфортность и безопасность использования городских пространств на новый уровень.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Федеральная служба государственной статистики РФ. Общая характеристика миграционной ситуации в Российской Федерации. 2018.

2. *Есаулов Г.В., Есаулова Л.Г.* «Умный город» как модель урбанизации XXI века. 2013.

3. *Ольденбург Р.* Третье место: Кафе, кофейни, книжные магазины, бары, салоны красоты и другие места “тусовок” как фундамент общества. М., 2014.

4. [электронный ресурс] <https://aoarchitect.us/projects/seun-citywalk/>

5. [электронный ресурс] https://www.archdaily.com.br/br/01-38223/high-line-new-york-sao-reveladas-as-imagens-da-terceira-e-ultima-secao?ad_medium=gallery

6. [электронный ресурс] <http://grandengineer.ru/other-publications/arhitektory-devid-chipperfild-i-su-fudzhimoto-sozdadut-novyj-oblik-parizha/>

ПРОБЛЕМА ДОЛГОСРОЧНОГО ПЛАНИРОВАНИЯ В УСЛОВИЯХ ИЗМЕНЕНИЯ КЛИМАТА

Колебания климата всегда оказывали серьезное влияние на развитие жизни на нашей планете. Уже во второй половине XX века зафиксировали повышение температуры воздуха у поверхности суши, потепление воды в океанах и морях, увеличение количества бурь, наводнений, засухи. Специалисты в области метеорологии вовремя обратили внимание на волнующую тенденцию, в связи с чем в 1979-ом году Всемирная метеорологическая организация сформировала Всемирную климатическую программу. С тех пор начались высокоактивные исследования климатической изменчивости [1].

В настоящее время изменение климата в России уже приводит к росту опасных метеорологических явлений, вызывающих ураганы, ливни, наводнения, пожары и другие катаклизмы. По оценке МЧС, около 60% россиян проживает в зонах, на территории которых поражающие факторы погодных стихий могут нанести существенный ущерб населению и инфраструктуре.

Климатические условия становятся более непредвиденными. В качестве примера можно привести мощный шторм в Москве и МО 29 мая 2017 года, тогда максимальная скорость ветра превышала допустимую отметку и достигала 28 м/с. В результате погибли 18 человек. 24 октября 2018 года в Краснодарском крае из-за сильных ливней начался паводок. По данным Интерфакса, в Туапсинском и Апшеронском районах подтопленными оказались более 2000 земельных участков. Была разрушена часть территории федеральной трассы между Туапсе и Лазаревским районами, а также в Туапсинском районе были повреждены мосты. Важно отметить, что потоки воды с горных рек «обрушиваются» на жителей данных районов с разной мощностью каждый год [2].

Материалы о природных рисках и опасных явлениях находятся в ведении МЧС и смежных ведомств. Они и определяют возможные реакции на угрозы для их подавления или устранения. Однако это малая часть того, что должен делать город для управления рисками в области климатической изменчивости. Адаптивная способность города не может обеспечиваться лишь действиями МЧС. Связано это с тем, что главная задача города - комплексное отражение локальных рисков в генеральных планах. И чтобы сделать прогноз возможных последствий, нужно обладать точной и надежной информацией. Для этого во всех развитых странах создаются системы мониторинга -

постоянного наблюдения за климатическими явлениями и процессами [3, 4]. Таким образом, ответом на проблему уязвимости населенных пунктов может стать концепция резилентности, лежащая в основе создания документов долгосрочного планирования, в особенности для городов, которые находятся в зоне риска. Резилентность – это сопротивляемость города к воздействию различных факторов, его жизнестойкость, способность оценивать и предсказывать угрозы, реагировать на них, а также быстро адаптироваться к рискам и восстанавливаться [5].

На территории РФ до 2025 года действует Стратегия пространственного развития, согласно которой одной из основных проблем является негативное влияние глобальных климатических изменений на социально-экономическое развитие территорий РФ. Данная стратегия направлена на обеспечение действий федеральных органов исполнительной власти, органов государственной власти субъектов Российской Федерации, органов местного самоуправления, субъектов естественных монополий по реализации приоритетов пространственного развития Российской Федерации [6].

Также согласно действующему на территории нашей страны Приказу «Об утверждении методических рекомендаций по разработке проектов генпланов поселений и ГО», материалы по обоснованию генпланов в текстовой форме в виде пояснительной записки могут содержать характеристику природно-климатических условий. Что касается материалов по обоснованию, прилагаемых в виде карт, на них рекомендуется отображать зоны с экстремальными природно-климатическими условиями [7]. Однако при разработке документов территориального планирования фактор климатической изменчивости и нестабильности не принимается во внимание на должном уровне: наличие данных о климате носит рекомендательный характер.

Анализируя вышеизложенное, можно сказать, что при разработке документов территориального планирования необходимо учитывать особенности изменения климата в целях создания обязательных и подробных карт климатического районирования на федеральном, региональном и местном уровнях. Такие карты должны разрабатываться, опираясь на ресурсы государственной единой информационной базы данных, которая должна содержать подробную и актуальную информацию о состоянии климата территории страны в целом, субъектов, республик, краев, областей и т.п., а также возможность для проектной организации получить климатическую справку по рассматриваемой территории.

Однако важно отметить, что на сегодняшний день одной из положительных тенденций является стремление специалистов-соотечественников создать базу данных, отвечающую инновационным

взглядам и стратегиям в области контроля за состоянием климата. В настоящее время и на период до 2030 года на территории нашей страны действует «Стратегия деятельности в области гидрометеорологии и смежных с ней областей», согласно которой одним из осуществленных параметров является решение вопроса об обязательной передаче данных в Единый государственный фонд о состоянии окружающей среды, ее загрязнении и результатах инженерно-гидрометеорологических и инженерно-экологических изысканий [8].

Таким образом, обладая достаточным количеством информации и умением ее правильно обрабатывать для подготовки документов территориального планирования, специалисты различного уровня смогут гораздо глубже и серьезнее подойти к решению вопросов долгосрочного планирования в условиях изменения климата, тем самым обеспечив устойчивое развитие и безопасность населенных территорий РФ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Груза Г.В., Ранькова Э.Я. Колебания и изменения климата на территории России//Физика атмосферы и океана, - 20037 - № 2.
2. Данные агентства "Интерфакс" (NTERFAX. RU).
3. "Habitat International". " Cities and climate change. Global report on human settlements 2011 ".
4. "Habitat International. " Planning for climate change . A strategic, values -based approach for urban planners ".
5. Мокрушина К., Савина А. Ветер в башнях: как устройство Москвы усиливает ущерб от урагана [электронный ресурс] <https://www.rbc.ru/opinions/society/31/05/2017/592ea0359a7947c43eed06d> [31.05.2017]
6. Стратегия пространственного развития РФ до 2015 г. (Утверждена распоряжением Правительства РФ от 13 февраля 2019 г. № 207-р).
7. Приказ от 26 мая 2011 г. N 244 «Об утверждении методических рекомендаций по разработке проектов генеральных планов ГО и поселений».
8. Стратегия деятельности в области гидрометеорологии и смежных с ней областей (с учетом аспектов изменения климата) до 2030 года, утв. распоряжением Правительства РФ от 28.10.2016 №2289-р.

Студент 3 курса 41 группы ИСА Сонин М.Д.

Научный руководитель – доц., канд. архитектуры А.В. Попов, ст. преп. Т.В. Сорокоумова

МОДЕРНИЗАЦИИ РАДИАЛЬНО-КОЛЬЦЕВОЙ ПЛАНИРОВОЧНОЙ СТРУКТУРЫ В СОВРЕМЕННЫХ ГОРОДАХ

Численность населения Земли постоянно растет, и, в соответствии с докладом комиссии ООН по народонаселению и развитию, к 2050 году она составит от 8 до 10,5 млрд. чел. [1]. Также прогнозируется повышение числа городского населения к 2030 году до 5 млрд. чел., а к 2050 году - свыше 6 млрд. чел. [1].

Исходя из приведенных данных, можно спрогнозировать, что рост территориально неограниченных крупных городов будет только продолжаться. Объектом исследования являются городские образования, имеющие в своей основе радиально-кольцевую структуру, а также основные концепции их планировочного развития.

В мире нередко встречаются крупные города, в планировочной основе которых лежит радиально-кольцевая структура, примерами являются: Москва, Брюссель, Мюнхен, Милан и Париж.

Обратившись к истории становления этих городов в период средневековья, можно выявить факт, что пространство поселения формировалось вокруг центрального оборонительного объекта, имеющего при себе главную площадь, которые, в совокупности, являлись единственными центрами административно-управленческой, духовной, культурной, образовательной, информационной и торговой функций. Это основное ядро имеет стремление к компактному расположению прилегающих к центру, и необходимость возведения многочисленных опоясывающих оборонительных стен, привели во время исторического развития города к формированию радиально-кольцевой структуры. Обширный анализ данной тематики проведен в научной работе *Колчиной М.Е. и Смирнова А.Ю.* [2].

Основными достоинствами радиально-кольцевой структуры принято считать наилучшее обеспечение связи от всех периферийных районов города к центру, возможность транспортной разгрузки планировочного ядра, благодаря кольцевым улицам, и формирование города, обеспечивающее компактную структуру плана, и открывающая возможность росту и развитию в любом направлении.

Однако, при разрастании границ поселения и увеличении темпов освоения прилегающих территорий, функциональные принципы, которые лежат в основе радиально-кольцевой структуры (создать максимально удобную и равноправную систему планировки), приобретают контрпродуктивный характер. Города начинают

испытывать в центральной части большую функциональную перегрузку. Даже транспортная структура, которая в первоначальной своей концепции должна была обеспечить максимально эффективную доступность всех периферийных районов и формировать компактную планировочную структуру, в крупных городах уже не справляется с данной задачей, и даже наоборот начинает стимулировать развитие городов по «звздообразной» системе с дальнейшим образованием «неосвоенных» территорий (Рис. 1).

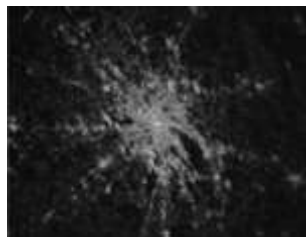


Рис. 1. «Звздообразная» структура Москвы

Поскольку единственный способ продуктивного функционирования большого города – это создание в нем эффективной планировочной структуры, которая будет гарантировать хорошую транспортную связность всей территории, то те города, в основе которых лежит радиально-кольцевая структура, стремятся компенсировать недостатки данной планировочной системы путем внедрения элементов других планировочных структур внутри основной структурной сетки.

Одним из чаще всего встречающихся приемов организации территории между основными расходящимися радиальными улицами является использование концепции прямоугольной планировочной структуры. Этот способ пространственной организации можно наблюдать в таких крупных городах как: Минск, Берлин, Москва. Наиболее выражено во втором по величине городе Италии – Милане (Рис. 2. - Районы между улицами «*Corso Lodi*» и «*Corso Ventidue Marzo*»). Но такой подход сильно теряет свой потенциал на освоении протяженных междиальных пространств города, испытывая проблемы с обеспечением полной транспортной доступности, а также не стимулирует (негативное влияние) появления новых городских центров, подчеркивая моноцентричность радиально-кольцевой структуры.



Рис. 2. Юго-Восточный район Милана

Примером иной идеи модернизации планировки служит система, лежащая в основе современного Парижа. Безусловно город имеет при первом взгляде достаточно сложную структуру, но если подвергнуть эту систему анализу, то можно выделить достаточно простую, но эффективную концепцию пространственной организации (Рис. 3). Идея самого подхода заключается в том, что на основных направлениях радиальных магистралей города были созданы площади, такие как: пл.

Шарля де Голля, пл. Италии, пл. Насьон, пл. Республики. Которые стали новыми второстепенными центрами радиальных систем, обеспечивающих в своем развитии заполнение межмагистральных территорий. Радиальные улицы этих структур соединяются с общегородским кольцом, создавая новые векторы развития главной планировочной системы города. Основное преимущество данного подхода – это создание на планировочном уровне сразу нескольких равноправных центров города, разгружающих ядро города функционально и транспортно.

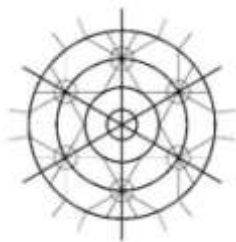


Рис. 3. Упрощенная планировочная модель Парижа

Можно было бы заключить, что самым благоприятным планировочным подходом модернизации является «Парижский» пример. Однако, в контексте роста крупных городов, без глобальных преобразований уже существующей ткани города этот подход невозможен. Что делает такую модель более частным решением, нежели универсальной концепцией развития радиально-кольцевой структуры.

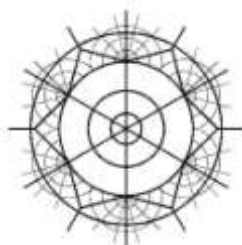


Рис. 4. Схема внедрения веерной системы в радиально-кольцевую структуру

Входе проведенного исследования, оптимальным решением выявленной проблемы может служить развитие на радиальных магистралях упрощенной радиально-кольцевой структуры - веерной системы. Которая должна без изменений уже сформировавшейся исторической части города планировочно обеспечить создание новых центров, и задать новые рассредоточенные векторы развития (Рис.4).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Доклад Генерального секретаря ООН *Пан Ги Муна* Мировые демографические тенденции, 7-11 апреля 2014 г. // Экономический и Социальный Совет. Комиссия по народонаселению и развитию // URL: <http://www.un.org/ru/development/surveys/demographic.shtml>
2. *Колчина М.Е., Смирнов А.Ю.* Модели поселений эпохи возрождения, как основа планировки российских городов // *Инновационная деятельность: теория и практика* - №5 (1), 2016.

Студент 4 курса 41 группы ИСА Фрумкин Ф.Б.

Научный руководитель – доц., канд. архитектуры А.В. Попов, ст. преп. Т.В. Сорокоумова

ВОЗМОЖНОСТИ СОЗДАНИЯ КОМФОРТНОЙ СРЕДЫ В ВЫСОТНЫХ ЖИЛЫХ КОМПЛЕКСАХ

Крупные мегаполисы испытывают постоянный прирост населения, это происходит за счет механического прироста – внешней и внутренней миграции. Чем успешнее экономическая ситуация города, тем стремительней растет его население. Каждый новоприбывший мигрант обладает определенным социальным и культурным капиталом, реализация которого может оказать положительное влияние на «процветание» города. Однако, коренное городское население имеет негативное мнение, это связано с принадлежностью мигрантов к другой культуре, религии и социальному классу. Самая большая проблема, связанная с миграцией в частности и с приростом населения – это размещение новых городских жителей, без нанесения урона городу.

В рамках исследования было проведено 2 социальных опроса. Группе людей было предложено расписать распорядок своего дня. Опрос выявил, что население крупных городов тратит свое время на сон, путь на работу, работу, и путь домой. У большинства опрошенных на это уходит в общей сложности около 20 часов в сутки. Время, затраченное на дорогу, составляет около 3-4 часов в день, что является большой проблемой, с точки зрения роста и развития культуры населения. Опрос показал, что в современном обществе остро ощущается проблема транспортной доступности и связности территорий. Рассмотрим два пути расселения мигрирующего населения:

Первый путь – экстенсивный, или развитие “вширь”. Это означает строительство жилья малой и средней этажности с активным освоением новых территорий. Типичный пример – североамериканский пригород. Малоэтажная застройка более комфортна для проживания, соблюдается “человеческий масштаб”. Большие объемы частных и общественных пространств, благоприятная экологическая обстановка, отличные возможности организации рекреационных зон.

Рассмотрим недостатки данного пути:

- Экономика. Строительство малоэтажной застройки не выгодно, при большой стоимости земли, мало полезной жилой площади на продажу.
- Транспортная доступность. Жители вынуждены добираться на общественном или личном транспорте, тратить нерационально много своего времени чтобы добраться до работы или объектов досуга.
- Низкая плотность социальной и коммерческой инфраструктуры.

- Высокая стоимость строительства и содержания дома и прилегающей территории.

Второй путь – интенсивный, или рост “вывысь”. На практике это означает строительство домов повышенной этажности, многоэтажных и высотных. Этот путь наиболее перспективен с точки зрения экономической выгоды. Низкая стоимость при больших объемах строительства, то есть доступность для рабочего населения. Транспортная доступность и близость к местам отдыха, досуга и коммерческого обслуживания.

У этого пути развития есть серьезные преимущества, однако он не является благоприятным для развития социально привлекательного пространства из-за ряда недостатков:

- Нагрузка на транспортную сеть. Большая плотность населения подразумевает нагрузку в несколько тысяч человек, которым ежедневно нужно перемещаться в центр города, к местам работы и досуга.

- Недостаточно плотная застройка. Современные строительные нормы не позволяют создать достаточно плотную застройку и дорожно-уличную сеть. В результате между домами образуются огромные пространства не благоустроенной земли.

- Психологический комфорт проживания в высотных жилых комплексах. Исследования показывают, что проживание в таких домах вызывает постоянный стресс.

- Медицинские отклонения населения. Жители высотных домов гораздо чаще страдают нарушениями психики, тревожным неврозом и аффективным расстройством.

- Социальные связи между жильцами в высотных домах деградируют. Слишком большое население с разным социальным и культурным статусом. Дворовое пространство многоквартирных комплексов превращается в парковку, подъезд выполняет только транзитную функцию.

В последние годы вопрос о том, какой должна быть этажность жилых домов в комфортной городской среде становится все актуальнее. Ежегодно проводится множество исследований, цель которых – найти идеальную высотность, удобную для жителей и одновременно выгодную для застройщика.

Однако, даже если ввести ограничения высотности новых кварталов станет реальностью, проблемы, связанные с построенными и заселенными комплексами, останутся. Человеку свойственно приспосабливаться.

В рамках проведения исследования был проведен социальный опрос и интервью, они показали весьма интересные результаты. Так, например, 66 % опрошенных ежедневно проводят в своих квартирах 10

часов и менее. Жилище – место ночёвки. Так же оказалось, что 11% опрошенных работают на дому, и поэтому проводят в своих квартирах 18-22 часа в сутки. Традиционные общественные пространства дома не пользуются популярностью, 54 % опрошенных в основном общаются со своими соседями в интернете и группах ЖК в соцсетях. Так 55% опрошенных знакомы лично лишь с 4-8 из своих соседей, только 11 % заявили, что знают “почти всех”.

Эта часть опроса показала, что социальная среда высотных домов действительно не способствует образованию новых контактов. Однако, не смотря на все недостатки такой среды, отвечая на следующий вопрос, большинство опрошенных (78%), заявили, что не захотели бы переезжать в дома более низкой этажности. Более того, для 77% участников опроса их жилая среда представляется им комфортной. Так же исследования показали, что большинству жителей (70%) потребовалось определенное время, в среднем около года, чтобы привыкнуть к новым условиям среды.

Из всего этого можно сделать вывод, что адаптация жителей высокоэтажных домов действительно происходит. Меняется так же и социальное поведение людей. Так как значительная часть жильцов использует свои квартиры только как место ночевки, большая часть их жизни протекает вне дома. А значит, основными точками социального контакта для них становится работа и места досуга: парки, кафе, торговые центры и центральные улицы городов.

Как видно из вышесказанного, адаптация к высотной жилой среде может принимать самые разнообразные формы. И последствия такой адаптации, как с точки зрения отдельного человека, так и социума в целом, очень неоднозначны.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Вагин В.В.* Городская социология [Электронный ресурс]: URL: <http://uchebnikonline.net/book/164-gorodskaya-sociologiya-uchebnoe-posobie-vagin-vv.html> (дата обращения: 10.04.2018).
2. *Глазычев В.* Урбанистика. Часть 1 / В. Глазычев. — М.: Европа, 2008.
3. Принципы формирования жилой среды. Дом. Квартал. Район. [Электронный ресурс]: URL: <http://docplayer.ru/26399437-Principy-formirovaniya-zhiloy-sredy-rayon-kvartal-dom.html> (дата обращения: 10.04.2018).

СЕКЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Студент 3 курса 7 группы ИГЭС Антонов И.С.

Научный руководитель – аспирантка В.А. Петрова

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С ТРЕЩИНОЙ ПРИ -50°C

Известно, что с образованием трещин в растянутой зоне изгибаемого железобетонного элемента, он вступает в новую стадию своей работы, которая мало исследована при работе железобетонных элементов в области отрицательных температурах [1,2,3,4]. В связи с этим актуальным является вопрос об исследовании напряженно-деформированного состояния сечения с трещиной железобетонных элементов при отрицательных температурах. Ниже приводятся отдельные результаты экспериментальных исследований НДС нормальных сечений с трещинами железобетонных балок при $+20^{\circ}\text{C}$ и -50°C .

В качестве опытных образцов использовались железобетонные балки прямоугольного сечения с размерами 10x20 см. В растянутой зоне балок располагались два арматурных стержня диаметром класса А400. Процент армирования - $\mu=1,29\%$. Испытание балок осуществлялось по схеме чистого изгиба при температуре $+20^{\circ}\text{C}$ и -50°C . Нагружение производилось ступенями по 5...10% от разрушающей нагрузки R_{des} . На каждой ступени нагружения измерялись деформаций бетона и арматуры в сечении с трещиной, а также ширина раскрытия нормальных трещин. В результате обработки результатов тензорезисторов, расположенных по высоте сечения, определялись деформации по высоте нормального сечения балки при различных уровнях нагружения. На основании полученных распределений деформаций по высоте сечения на основании опытных диаграмм бетона при сжатии вычислялись напряжения в бетоне и арматуре. Отдельные из этих результатов представлены в таблице.

| $T, ^{\circ}\text{C}$ | $\varepsilon_b \cdot 10^5$ | $\varepsilon_s \cdot 10^5$ | $\sigma_b, \text{МПа}$ | $\sigma_s, \text{МПа}$ | $x, \text{мм}$ |
|-----------------------|----------------------------|----------------------------|------------------------|------------------------|----------------|
| +20 | 72 | 150 | 37,4 | 300 | 57 |
| -50 | 79 | 108 | 28,7 | 238 | 73 |

По этим данным строились эпюры напряжений по высоте нормального сечения с трещиной.

На рис.1 приведены эпюры напряжений в бетоне по высоте сечения при моменте $M=10,8\text{кНм}$ ($0,7 P_{des}$) в нормальных условиях ($T=20^{\circ}\text{C}$) и при отрицательной температуре ($T=-50^{\circ}\text{C}$).

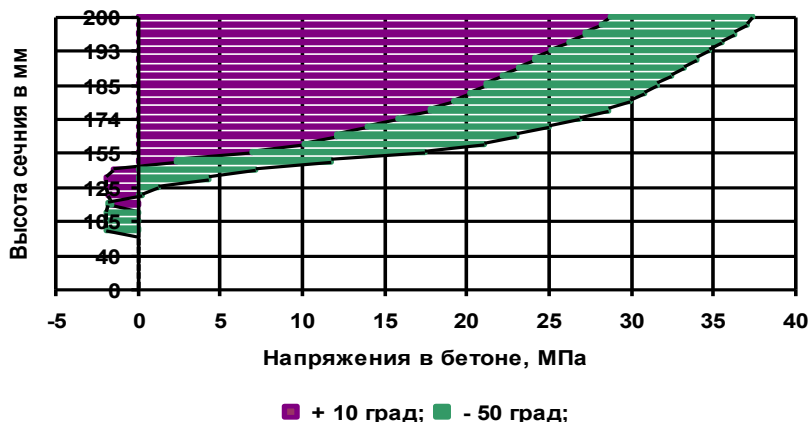


Рис.1. Эпюры напряжений в бетоне по высоте сечения с трещиной при изгибающем моменте $M=10,8\text{кНм}$

Анализ представленных результатов показывает, что при температуре $T=-50^{\circ}\text{C}$ высота сжатой зоны бетона увеличивается на 28%; высота растянутого бетона над трещиной уменьшается на 25%; сжимающие напряжения в бетоне на крайнем верхнем волокне сечения уменьшаются на 23%. Эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны криволинейные. Напряжения в растянутой арматуре уменьшились с 300 МПа ($+20^{\circ}\text{C}$) до 238 МПа (-50°C), то есть в 1,27 раза. Такое напряженно-деформированное состояние нормального сечения с трещиной при температуре -50°C объясняется появлением сжимающего усилия на уровне арматуры из за разности свободных температурных деформаций арматуры и бетона.

На основании опытных значений ширины раскрытия нормальных трещин, были рассчитаны отклонения ширины трещин в балках испытанных при отрицательной температуре по отношению к ширине раскрытия трещин в нормальных условиях.

$$\Delta_a = \frac{a_{\text{crс}}^{-50} - a_{\text{crс}}^{+20}}{a_{\text{crс}}^{+20}} 100\% , \quad (1)$$

где $a_{\text{crс}}^{+20}$, $a_{\text{crс}}^{-50}$ - ширина раскрытия нормальных трещин в балках соответственно при температуре $+20^{\circ}\text{C}$ и -50°C .

Эти данные в виде диаграммы представлены на рис.2. представлено изменение ширины раскрытие трещин в балках, испытанных при отрицательной температуре.



Рис.2. Отклонения ширины раскрытие трещин в балках (Δ_a)

Из представленной диаграммы видно, что ширина раскрытия трещин при температуре -50°C меньше в среднем на 24% по отношению ширины раскрытия трещин в балках, испытанных при температуре $+20^{\circ}\text{C}$.

Выводы

В сечении с трещиной испытанных балок, при температуре $T = -50^{\circ}\text{C}$ по сравнению с нормальными условиями установлено:

1. Высота сжатой зоны увеличивается на 28%.
2. Высота растянутого бетона над трещиной уменьшается на 25%.
3. Напряжения в бетоне сжатой зоны уменьшаются на 23%.
4. Напряжения в растянутой арматуре уменьшаются в 1,27 раза.
5. Ширина раскрытия трещин в среднем меньше на 24%.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Истомин А.Д., Кудрявцев А.В.* Работа статически неопределимых железобетонных элементов в условиях отрицательных температур // Промышленное и гражданское строительство - 2016. № 7. С. 51-55.
2. *Александров Е. Н., Истомин А. Д.* Анализ напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов с комбинированным армированием на основе диаграмм деформирования фибробетона // Научное обозрение – 2016. №4. С. 35-39.
3. *Истомин А.Д.* Влияние знакопеременных температур на напряженное состояние сталебетонных изгибаемых балок // Технология текстильной промышленности - 2018. № 2 (374). С. 219-224.
4. *Тамразян А.Г., Орлова М.А.* К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами. //Жилищное строительство. 2015. № 6. С. 32-34.

Студент 4 курса 16 группы ИСА **Бабушкин Е.С.**
Студентка 4 курса 13 группы ИСА **Зуева Д.Д.**
Научный руководитель – ст. преп. **И.К. Манаенков**

ДИАГРАММЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПИЛОНОВ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ПАРАМЕТРОВ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ И РАСЧЕТНОЙ ДЛИНЫ

Современное жилищное строительство требует гибких объемно-планировочных решений, обеспечивающих возможность перепланировки и устройства внутреквартирных перегородок в соответствии с потребностями жильцов. Для того, чтобы вертикальные несущие конструкции не перегораживали внутреннюю площадь квартир, их стремятся проектировать в плоскости межквартирных перегородок и наружных стен. В железобетонном несущем каркасе это вызывает необходимость устройства несущих пилонов толщиной 200 мм (по толщине наиболее распространенных легковесных блоков, применяющихся для межквартирных перегородок), несущая способность которых сильно зависит от высоты этажа, так как с увеличением высоты быстро растет гибкость элемента, а, следовательно, падает несущая способность. Количество арматуры, которую возможно разместить в таких сечениях ограничено необходимостью обеспечения стыковки внахлестку и конструктивными требованиями к минимальному расстоянию между стержнями (рис. 1). При этом на нижних этажах обычно проектируются общественные помещения, парковки, проезды, требующие существенного увеличения высоты этажа (зачастую в несколько раз) и при проектировании возникает необходимость оценивать максимально возможную несущую способность пилон и при необходимости увеличивать толщину.

Были произведены расчеты максимальной продольной силы N_{ult} , воспринимаемой на сжатие железобетонными пилонами с габаритами поперечного сечения $a=1000$ мм и $h=200...400$ мм (рис. 2). Класс бетона принят В25, класс арматуры – А500С. В расчетах учитывались эксцентриситеты приложения сжимающей нагрузки в обоих направлениях, равные случайному эксцентриситету в соответствии с требованиями [1].



Рис. 1. Схема размещения арматуры в зоне стыковки внахлестку

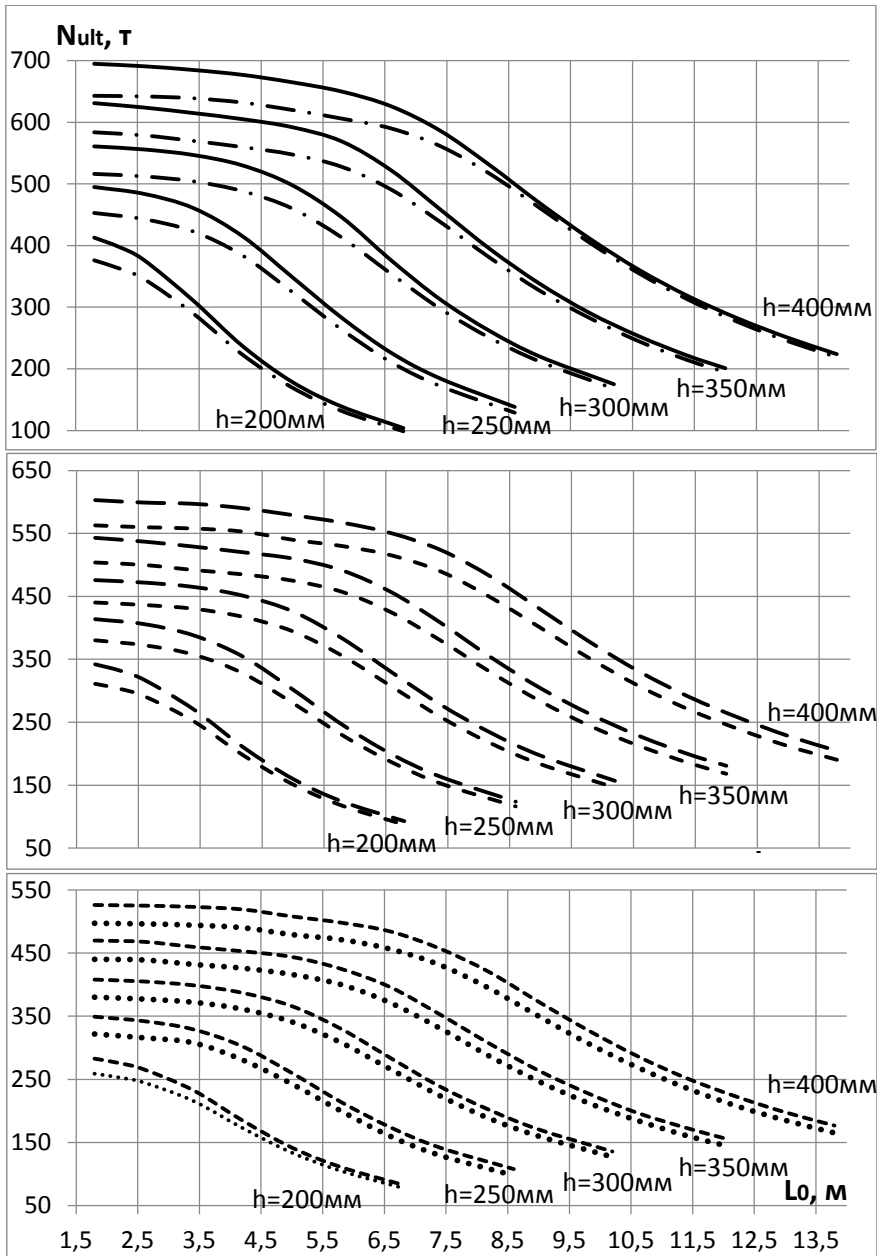


Рис. 2. Зависимость несущей способности N_{ult} , от расчетной длины l_0 для пилонов с армированием: — — $\phi 22$; — · — $\phi 20$; — — — $\phi 18$; — — — — $\phi 16$; · · · · · $\phi 14$; · · · · · — $\phi 12$

Таким образом, напряженное состояние пилона – косо внецентренное сжатие. В этом случае оценка несущей способности конструкций является весьма трудоемкой и методики «ручного» расчета имеются не для всех случаев [2]. Наиболее широко применимым методом, позволяющим производить расчеты по первой и второй группам предельных состояний, является диаграммный метод, использующий нелинейные деформационные модели бетона и арматуры [3-8], которые для проведенных вычислений принимались двухлинейными в соответствии с [1]. Армирование принималось из 18 стержней $\varnothing 12 \dots \varnothing 22$ мм (по 9 стержней вдоль длинных граней). Расчеты были произведены для различных расчетных длин элементов l_0 вплоть до максимально допустимых значений гибкости $\lambda = l_0/i = 120$ [1].

Представленные диаграммы наглядно иллюстрируют уменьшение предельной сжимающей силы N_{ult} с ростом расчетной длины элемента. Полученные результаты возможно использовать для первичной оценки несущей способности и подбора габаритов сечений вертикальных несущих конструкций на начальных этапах проектирования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции.
2. Тамразян А.Г., Аветисян Л.А. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов на кратковременную динамическую нагрузку // Строительство: наука и образование. – 2013. – № 4. – С. 2.
3. Манаенков И.К. К совершенствованию диаграммы сжатого бетона с косвенным армированием // Строительство и реконструкция. – 2018. – №2 (76). – С. 41-50.
4. Арленинов П.Д., Крылов С.Б. Современное состояние нелинейных расчетов железобетонных конструкций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2017. – № 3. – С. 50-53.
5. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон: проблемы и перспективы // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.
6. Тамразян А.Г. динамическая устойчивость сжатого железобетонного элемента как вязкоупругого стержня // Вестник МГСУ. 2011. № 1-2. С. 193-196.
7. Тамразян А.Г. Особенности работы высотных зданий // Жилищное строительство. 2004. № 3. С. 19-20.
8. Тамразян А.Г., Фаликман В.Р. Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ // Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

ПРИМЕНЕНИЕ КОМПОЗИТНЫХ АНКЕРОВ ИЗ УГЛЕРОДНЫХ ВОЛОКОН ДЛЯ СИСТЕМ ВНЕШНЕГО АРМИРОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Необходимость усиления нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов достаточно частая, повседневная задача многих инженеров. В последнее время для решения данной задачи все чаще применяется метод усиления внешним армированием на основе углеродных волокон. Один из ключевых параметров данного способа усиления это сцепление системы внешнего армирования с поверхностью усиливаемого элемента. Именно этот параметр определяет расчетные характеристики внешнего армирования и, соответственно, его увеличение позволит повысить несущую способность усиленного элемента [1-6].

В настоящий момент расчет несущей способности усиленного внешним армированием нормального сечения железобетонного элемента выполняется по формулам (1, 2):

$$M_{ult} = \sigma_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') + \sigma_f \cdot A_f \cdot a \quad (1)$$

При этом, значение высоты сжатой зоны x определяется по формуле:

$$x = \frac{\sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s + \sigma_f \cdot A_f}{\sigma_b \cdot b} \quad (2)$$

Расчетное сопротивление внешнего армирования фактически определяется исходя из допускаемых предельных деформаций:

$$\sigma_f = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \leq R_{fu}$$

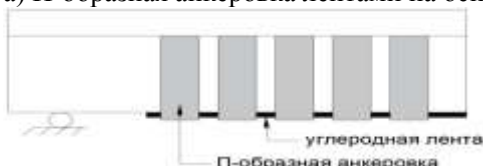
Предельно допустимые деформации внешнего армирования являются функцией параметров:

$$\varepsilon_{fe} = f(\gamma_{f1}; nE_f t; R_b)$$

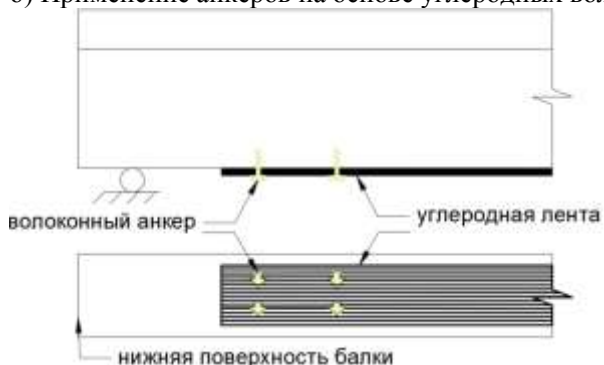
В этой связи можно сделать вывод о возможности повышения параметра σ_f путем применения специальных анкерующих элементов. При этом в идеальном случае можно достиг значения R_{fu} , что в итоге повысит значение M_{ult} .

В настоящий момент известны следующие способы анкеровки внешнего армирования изгибаемых элементов:

- а) П-образная анкеровка лентами на основе углеродных волокон:



б) Применение анкеров на основе углеродных волокон:



в) Применение стальных анкеров (прижимных пластин):



г) Применение специальных устройств:

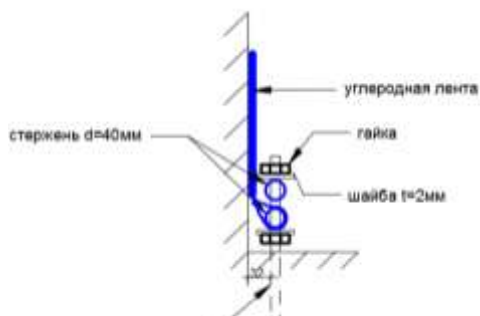


Рис.1. Способы анкеровки систем внешнего армирования при усилении нормальных сечений изгибаемых элементов

В случае применения анкерующих устройств ограничением несущей способности усиленного элемента фактически является только предельная высота сжатой зоны бетона, значение которой можно определить по формуле (3) без учета внешнего армирования.

$$\xi_R = \frac{x}{h_0} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (3)$$

Необходимо отметить, что расчет анкерующих устройств по существующим методикам не предусмотрен, как не предусмотрена возможность и необходимость анкеровки внешнего армирования. В месте с тем, ряд роверденных испытаний показали положительную роль анкерующих устройств на повышение предельной величины несущей способности.

Таким образом, в развитии метода усиления внешним армированием на основе углеродных волокон можно выделить следующие приоритетные направления:

- разработка и совершенствование методов анкеровки системы внешнего армирования изгибаемых элементов;
- создание предварительного напряжения в системе внешнего армирования;
- разработка методик расчета повышения несущей способности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, учитывающих анкерующие устройства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В.* Исследование работы анкеров из углеродных жгутов для усиления железобетонных конструкций и разработка общих правил проектирования // Вестник НИЦ «Строительство». – 2017. – №4(15). – С. 28-36.
2. *Зенин С.А., Осипов П.* Анкеры из углеродных жгутов. Применение и проектирование // ЖБИ и конструкции. – 2017. – №1. – С. 48-51
3. *Lee, J.-H.; Chacko, R.M.; And Lopez, M.M.* Use Of Mixed Mode Fracture Interfaces for The Modeling of Large Scale FRP Strengthened Beams, Fournal of Composites for Constructions, 2014.
4. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон: проблемы и перспективы// Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.
5. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон - взгляд в будущее// Вестник МГСУ. 2014. № 4. С. 181-189.
6. *Тамразян А.Г., Филимонова Е.А.* Структура целевой функции при оптимизации железобетонных плит с учетом конструкционной безопасности // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 9. С. 14-15.

ВЛИЯНИЕ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ НА ОЦЕНКУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ В ПРОГРАММЕ ЛИРА

Одним из популярных на российском рынке программных комплексов является продукт ЛИРА САПР. Данный продукт позволяет конструкторам уйти от ручного счета к компьютерному. ЛИРА САПР позволяет получить напряженно-деформированное состояние заданного объекта и его элементов с учетом требуемых нормативных документов.

Целью настоящей работы является изучение влияния нормативных документов на оценку несущей способности строительных конструкций в программном комплексе ЛИРА САПР.

Разработчиками в ядро ЛИРА САПР заложены следующие возможные для применения в расчетах нормы:

1. СНиП 2.03.01-84* (СССР)
2. ТСН 102-00* (Российская Федерация, Москва)
3. ДСТУ 3760-98 (Украина)
4. СНиП 52-01-2003 (Российская Федерация)
5. EUROCODE 2 (Страны ЕС)
6. ТКП/ОР 45.5.03-...200 (Республика Беларусь)
7. СП 63.13330.2012 (Российская Федерация)
8. ДБН В. 2.6-98:2009 (Украина)

Согласно методике, приведенной в методических указаниях к программе ЛИРА, спроектирована конструкция и произведены расчеты на влияние применяемых нормативных документов на несущую способность железобетонных конструкций.

В качестве элемента разбиения конструкции на конечные элементы принимаем конечный элемент с шестью степенями свободы. К расчетной модели (рис. 1) была приложена только нагрузка от собственного веса конструкции, которая учитывается автоматически. В связи с этим, наиболее нагруженным конструктивным элементом является фундаментная плита, на примере которой далее описываются особенности конструирования.

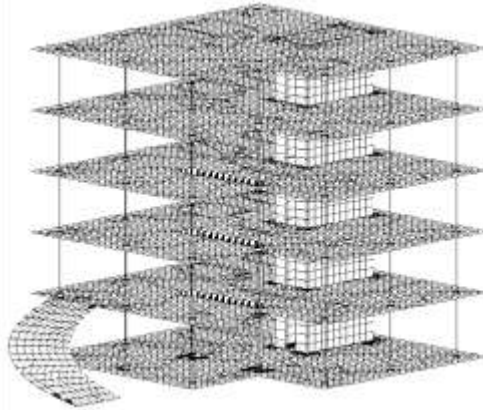


Рис. 1. Расчетная конечно-элементная модель

В связи с выбранным характером загрузки, наиболее нагруженным конструктивным элементом является фундаментная плита (рис. 2), на примере которой далее описываются особенности конструирования.

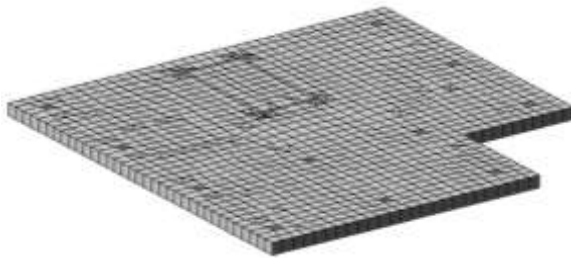


Рис. 2. Конструктивный элемент фундаментная плита

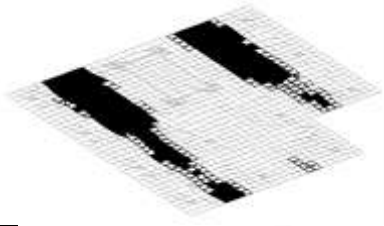
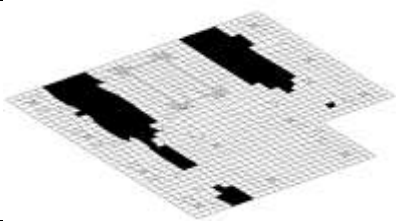
В ходе настоящей работы были рассмотрены варианты конструирования при всех возможных для выбора в ПК ЛИРА-САПР нормативных документов. Однако при расчетах были выбраны отечественные нормативные документы [1] и [2].

В таблице 1 приведены результаты конструирования для арматуры в направлении оси X, расположенной у верхней грани конструктивного элемента фундаментная плита.

Таблица 1

Описание результатов расчета

| Наименование норм | Изополя армирования, полученные в результате расчета | Максимальный диаметр подобранной арматуры, мм |
|-------------------|--|---|
| | | |

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| <p>СНиП 2.03.01-84*</p> |  | <p>32</p> |
| <p>СП 63.13330.2012</p> |  | <p>28</p> |

Проведенные расчеты показали, что учет нормативных документов при проектировании в программе ЛИРА, наиболее востребованной в строительных расчетах программе, существенно влияет на конструктивные параметры элементов используемых в проектируемых железобетонных конструкциях и, как следствие, на несущую способность проектируемого сооружения. Поэтому при проектировании конструкций в программе ЛИРА необходимо руководствоваться последними нормативными документами.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003
3. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Структура целевой функции при оптимизации железобетонных плит с учетом конструкционной безопасности// Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 9. С. 14-15.
4. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг// Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 84-90.

ОСОБЕННОСТИ ОЦЕНКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОНСТРУКЦИИ, ВЫЧИСЛЕННЫЕ ПО ТЕОРИЯМ ВУДА Р.Х. И КАРПЕНКО Н.И. В ПРОГРАММЕ ЛИРА

Современные программные комплексы для автоматизированного расчета и проектирования железобетонных конструкций позволяют с высокой точностью выполнять компьютерные и графические расчеты как целостной модели сооружения, ее отдельных узлов и конструкций, а также решение конкретных задач с учетом особенностей конкретных случаев [4,5]. В основе методики расчетов, приводимых в программе, лежит теория академика Н.И. Карпенко о железобетонных конструкциях и их деформациях. Как дополнительный вариант расчета и конструирования элементов в программе использован метод Вуда Р.Х., который базируется на структурном анализе железобетонных конструкций с помощью простых уравнений. Основное отличие методов состоит в следующем.

Условие прочности для железобетонных плит, армированных прямоугольной сеткой по нижней, растянутой зоне плиты по теории Карпенко Н.И. [1] имеет вид:

$$M_{\text{п}} = M_{\text{тх}} \sin^2 a_m + M_{\text{ты}} \cos^2 a_m, \quad (1)$$

где $M_{\text{п}}$ - изгибающий момент по линии излома (трещины), $M_{\text{тх}}$, $M_{\text{ты}}$ - предельные моменты усилий текучести в арматуре, a_m - угол между арматурой расположенной по оси координат и площадкой текучести, проходящей по линии излома. Формула для определения ориентации площадки текучести дана в работе [1]

$$\tan a_m = [(M_{\text{ты}} - M_y) / (M_{\text{тх}} - M_x)]^{0.5}.$$

В теории Р.Х. Вуда [2] применяется идея «полного перегиба» согласно которой арматура при текучести в трещинах перегибается так, что становится нормальной к трещине. В этом случае в формуле (1) величины $\sin^2 a_m$ и $\cos^2 a_m$ заменяются на $\sin a_m$ и $\cos a_m$. Это приводит к увеличению несущей способности.

Расчетной задачей является определение необходимого количества арматуры, для обеспечения несущей способности конструкции. Задача решается применительно железобетонной плите перекрытия размером 3 x 6 м, толщиной 150 мм. Одна короткая сторона плиты свободно оперта по всей длине, другая – свободно оперта своими концами. Длинные стороны плиты свободны. Расчет производится для сетки конечных элементов 0,25x0,25м. В программе ЛИРА предусматриваются два варианта решения задачи. Первый вариант опирается на теорию академика Н.И. Карпенко и отечественные

строительные нормативы. В теории Карпенко Н.И. подбор продольной арматуры осуществляется с обеспечением минимума суммарного расхода арматуры направлений X и Y при удовлетворении условий прочности и требований норм по ограничению ширины раскрытия нормальных трещин. Ширина раскрытия трещин определяется в соответствии с нормативным документом [3]. Второй вариант использует теорию Вуда Р.Х. [2].

Подбор арматуры в пластинчатых элементах осуществляется с учетом работы арматуры по ортогональному направлению. В связи с этим в процессе эксплуатации была выявлена зависимость подбора арматуры от порядка подачи расчетных сочетаний усилий (PCY), расчетных сочетаний нагрузок (PCN) или усилий. С целью минимизации подбираемой арматуры в двух направлениях производится упорядочивание сочетаний в порядке возрастания напряжений.

Последовательность решения задачи:

1. Создание геометрической схемы плиты
2. Задание граничных условий
3. Задание вариантов конструирования (1 и 2)
4. Задание жесткостных параметров и материалов элементам плиты
5. Задание нагрузок (1,2,3 загрузка)
6. Генерация таблиц расчетного сочетания усилий - PCY
7. Полный расчет плиты
8. Просмотр и анализ результатов статического расчета
9. Просмотр и анализ результатов армирования

Сравнивая результаты расчетов можно сделать вывод, что по напряжениям, по диаметру и площади арматуры имеются некоторые отличия

Подбор сечения арматуры в плитах перекрытия при проектировании зданий и сооружений является ответственной задачей. Правильный подбор арматуры с одной стороны способствует экономии материала и ресурсов и с другой препятствует катастрофическому разрушению здания.

В общем случае результаты выдаются в двух строчках:

- полная арматура, подобранная по первой и второй группам предельных состояний;
- арматура, подобранная по первой группе предельного состояния.

В результате проведенного расчета получены данные подбора арматуры по теориям Вуда и Карпенко.

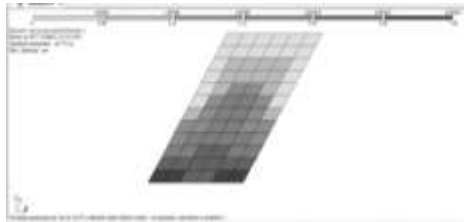


Рис. 3. Подбор арматуры по теории Карпенко

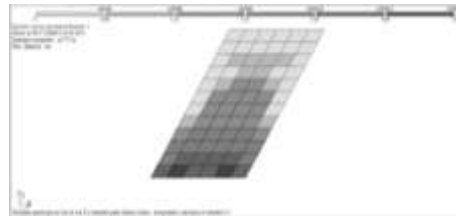


Рис. 4. Подбор арматуры по теории Вуда

Выводы

При расчете по теории Н.И. Карпенко возможно появление всплесков площади подобранной арматуры. Теория Р.Х. Вуда позволяет избежать таких скачков. Однако, в зонах, где касательные напряжения превалируют над нормальными напряжениями значения площади арматуры могут дать завышенные результаты. Таким образом, необходимо самостоятельно выбрать наиболее приемлемый вариант из двух результатов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Карпенко Н.И.* Теория деформации железобетона с трещинам, М.: Стройиздат, 1976.
2. *Wood R.H.* Plastic and elastic design of slabs and plates. London, Thames, 1961.
3. СНИП 2.03.01-84*, "Бетонные и железобетонные конструкции".
4. *Тамразян А.Г.* К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона// Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26-27.
5. *Тамразян А.Г., Филимонова Е.А.* О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки//Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30-32.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ СМЕЖНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В РАСЧЕТЕ НЕСУЩИХ СТЕН КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

С ростом этажности и размерами архитектурно-планировочных ячеек зданий имеет место повышение уровня нагрузок на несущие конструкции крупнопанельных зданий. При этом как правило определяющими факторами являются не требования, предъявляемые к конструкциям с точки зрения строительной физики, а необходимость обеспечения прочности конструкций. В связи с указанным при расчетах конструкций значительную роль играют наличие смежных элементов, а также необходимость учета дефектов, связанных с качеством монтажа.

Значительную роль на прочность и устойчивость конструкций играют и горизонтальные нагрузки (ветровые), которые обязательно необходимо учитывать в расчете в качестве дополнительного воздействия. Помимо всего вышесказанного, при определении дополнительных усилий в конструкциях также следует учитывать в полной мере неравномерные осадки, т.к. из-за необходимости соблюдения требований к качеству монтажа сборных конструкций (последовательность и продолжительность отдельных этапов) крупнопанельные здания, представляющие собой статически неопределимую систему. Уже в начальном периоде возведения требуется учет большого количества факторов, влияющих на характер распределения усилий между элементами и их несущую способность [1-3].

В данной статье рассмотрено влияние смежных элементов на прочность стен крупнопанельных зданий. Рассмотрев напряженное состояние панельных конструкций внутренней несущей стены со стыками платформенного типа, и принимая во внимание, что в горизонтальном стыке происходит непосредственная передача на нижестоящую панель местной вертикальной нагрузки от перекрытий и всей вышележащей нагрузки стеновой панели, получим из-за наличия шарнирного опирания плит перекрытий поворот их торцевых опорных зон. Однако в этот момент еще отсутствует заделка перекрытий в стыке и поэтому можно принять, что нагрузка от веса перекрытий равномерно распределяется по площади их опирания, а нагрузка от вышестоящей панели на нижестоящую передается через зону стыка с определенными эксцентриситетами.

Начальные эксцентриситеты приложения нагрузки к стыку характеризуют неточность установки стеновых панелей, неравномерность опирания панелей, естественную неоднородность

материала и т.д. Расчетные же эксцентриситеты устанавливаются в процессе деформации стены в результате ее напряженного состояния.

Если рассмотреть кинематику конструкций при прохождении силового потока через стык, то приходится сталкиваться с определением действительного расчетного эксцентриситета вертикальной нагрузки. Трудность решения такой задачи заключается в том, что эксцентриситет равнодействующей входящего силового потока зависит не только от величин случайных эксцентриситетов в рассматриваемом стыке, но и от предыстории нагружения – напряженного состояния панелей во всех вышележащих этажах, т.е. от факторов, связанных со спецификой монтажа крупнопанельных зданий.

Ответом на этот вопрос является решение задачи о напряженном состоянии последовательного ряда систем с расчетными схемами, соответствующими разным этапам монтажа и последующему нагружению временной нагрузки. При этом необходимо учитывать, как возможные перемещения в стыке до момента затвердения раствора, так и после набора раствором прочности и с учетом изменения жесткости опорных зон узловых соединений конструкций, а также темп монтажа.

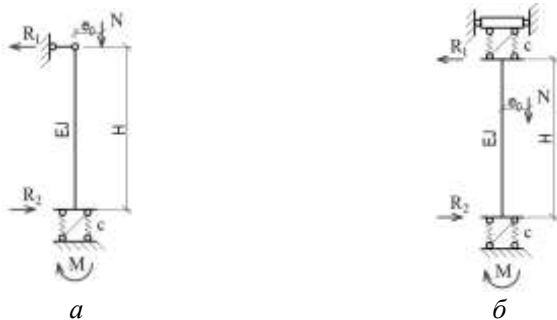


Рис. 1 Схемы защемления стеновых панелей

Таким образом, с помощью ручного счета по широко известным формулам [4] при двух различных схемах защемления (см. рис.1), мы определяем значения моментов, возникающих в узлах с учетом жесткости заделки панели, определяемой в свою очередь с учетом жесткости смежных стеновых панелей.

Анализ результатов расчета показывает, что при значении гибкости стенового элемента $\lambda = N/h$ равном 20 пролетные изгибающие моменты в панелях возрастают на 10-13%, а опорные снижаются на 12-18%, при гибкости 40 – соответственно на 37 и 40% (при одностороннем эксцентриситете). Таким образом, учет защемления стеновых панелей в стыке платформенного типа приводит к существенному снижению величин расчетных эксцентриситетов сжимающих панели усилий, т.к. с шарнирным закреплением торцов панели при тех же условиях пролетный изгибающий момент увеличился бы примерно на 80%.

В соответствии с требованиями СП 63.13330.2012 при длительном действии нагрузки должны учитываться деформации ползучести материала. Как известно, при напряжениях, не превышающих 50-60% призмочной прочности материала, наблюдается линейная зависимость относительных деформаций ползучести от напряжений. Для количественной оценки деформаций ползучести применяется параметр φ , равный отношению относительных деформаций ползучести ($\varepsilon_{п}$) к упругим (ε_0). Величина деформаций ползучести для тяжелых бетонов колеблется в диапазоне от 1 до 4.

Итак, при длительном действии нагрузки ползучесть приводит к увеличению изгибающих моментов, и как следствие этого, расчетных эксцентриситетов как в пролёте, так и в зоне стыка панелей соответственно на 25% и 35% при φ , равном соответственно 1 и 2.

Вывод

Принимая во внимание, что повышение податливости стыковых соединений сборных элементов (плит перекрытий и стеновых панелей) приводит к уменьшению жесткости здания, в крупнопанельном домостроении именно стыковые соединения являются наиболее ответственными зонами. Взаимное смещение осей вертикальных панелей, обусловленное нарушениями требований монтажа конструкций, приводит к значительному увеличению горизонтальных усилий в стыках плит перекрытий. Поэтому важно не только произвести расчет всей конструкции, но и вычислить податливость соединения каждого стыка с учетом не только прочностных характеристик элементов стыка, но и их геометрического положения относительно друг друга.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.* Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.
2. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон: проблемы и перспективы//Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.
3. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон - взгляд в будущее//Вестник МГСУ. 2014. № 4. С. 181-189.
4. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып.3 – конструкции жилых зданий, 1986г.

ВЛИЯНИЕ УЧЕТА СДВИГОВЫХ ДЕФОРМАЦИЙ И НЕЛИНЕЙНОСТИ НА ОЦЕНКУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОНСТРУКЦИИ В ПРОГРАММЕ ЛИРА

В статье рассматривается влияние учета сдвиговых деформаций и нелинейного деформирования материалов на несущую способность железобетонных конструкций при проектировании в программном комплексе ЛИРА.

Программа ЛИРА предназначена для проектирования и расчета строительных конструкций на действие статических и динамических нагрузок. Богатая библиотека конечных элементов позволяет решать разного рода нелинейные задачи. В данной работе будут сравниваться результаты решения линейных и физически нелинейных задач.

В программе ЛИРА расчет можно вести с учетом и без учета напряжений сдвига и нелинейности железобетонной конструкции. Учет нелинейности бетона и арматуры позволяет более точно определить несущую способность конструкции.

В ЛИРЕ сдвиг материала можно учесть только в линейно поставленных задачах. Линейной называется такая задача, в которой существует линейная зависимость между напряжениями и деформациями, поэтому для таких задач применим принцип суперпозиции и независимости действия сил [1,2]. Для решения физически нелинейной задачи необходимо задать диаграмму деформирования материалов, которые приближены к реальным. Учет таких особенностей деформирования материалов конструкций в расчете позволяет приблизить теоретические прогнозы к реальному их поведению [3, 4].

Требуется провести сравнительный анализ несущей конструкции в программе ЛИРА для разных вариаций поведения материала и учета напряжений и определить разницу между полученными значениями.

В качестве исследуемой структуры рассматривается шарнирно опертая по концам статически определимая железобетонная балка сечением 30x60 см, пролетом 6 метров. К балке приложена равномерно распределенная по длине нагрузка 12 кН/м. В представленном стержне в виде балки используется бетон класса В40 и арматурные стержни А500.

Для начала решаем линейно поставленную задачу. В первом случае задаются все параметры используемых материалов без учета сдвига. Задается максимально допустимая ширина продолжительного и

непродолжительного раскрытия трещин для расчета по II группе предельных состояний, значения которых оставляем по умолчанию 0,3 и 0,4 мм. Основным результатом решения данной задачи является подбор арматуры. В таблице 1 представлены максимальные значения основных параметров.

Таблица 1

Результаты расчета без учета сдвиговых деформаций

| Параметр | Значение |
|---|----------|
| Изгибающий момент, M_y , кН/м | 75,1 |
| Перерезывающая сила, Q_z , кН | 50 |
| Максимальный прогиб по оси Z, мм | 1,74 |
| Площадь поперечного сечения основной нижней продольной арматуры 2 шт., диаметром 18 мм, см ² | 5,08 |

Далее эту же задачу решаем с учетом сдвиговых напряжений. Меняется значение прогиба по оси Z на 1,78 мм. В рассмотренной выше задаче на величину прогиба влияние оказывали только изгибающие моменты. В действительности, на значение влияют и поперечные усилия, которые вызывают сдвиг, за счет чего прогиб увеличивается.

Следующим этапом является решение физически нелинейной задачи. Задаемся площадью арматуры и расположением арматурных стержней в сечении. Все эти значения принимаются как в линейном расчете. Данные для построения диаграммы нелинейности материалов принимаем из таблицы 2.

Таблица 2

Нелинейная зависимость деформаций от напряжений

| Материал | Деформация | Напряжение, кН/м ² |
|-----------|------------|-------------------------------|
| Бетон В40 | -0,0035 | -22000 |
| | -0,002 | -19800 |
| | -0,0003667 | -13200 |
| | 0,0000233 | 840 |
| | 0,0001 | 1260 |
| | 0,00015 | 1400 |
| Арматура | -0,025 | -435000 |
| | -0,00205 | -410000 |
| | 0 | 0 |
| | 0,00205 | 410000 |
| | 0,025 | 435000 |

Решение физически нелинейной задачи решается простым шаговым методом. Полученные результаты решения данной задачи представим в таблице 3.

Таблица 3

Результаты расчета физически нелинейной задачи

| Параметр | Значение |
|----------|----------|
|----------|----------|

| | |
|-------------------------------------|------|
| Максимальный прогиб по оси Z , мм | 2,36 |
| Глубина трещины, см | 43,1 |
| Ширина раскрытия трещин, мм | 0,26 |
| Расстояние между трещинами, мм | 28,5 |

Выводы.

Для получения теоретического результата прогиба в первом приближении достаточно провести линейный расчет без учета сдвиговых напряжений, а для получения более точных значений теоретических прогибов следует проводить расчет с учетом сдвига. А для более подробного анализа работы конструкции, получения приближенных к реальным эксплуатационным значениям прогиба, ширины раскрытия, глубины трещин и расстояний между ними нужно использовать нелинейность работы применяемых материалов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Тамразян А.Г., Филимонова Е.А.* Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг//Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 84-90.
2. *Тамразян А.Г., Филимонова Е.А.* О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки//Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30-32.
3. *Тамразян А.Г.* Железобетонные и каменные конструкции. Специальный курс. Изд-во МГСУ, 2017, 733 с.
4. *Бондаренко В. М., Бакиров Р. О., Назаренко В. Г., Римшин В. И.,* Железобетонные и каменные конструкции. Изд. «Высшая школа». 2010. 887 с.

ДЕФОРМАЦИИ УСАДКИ ФИБРОБЕТОНА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Для расчетов влажностных напряжений фибробетонных конструкций гидротехнических сооружений необходимо располагать данными о величине деформаций усадки фибробетона. Допустимо определять величину таких деформаций, используя коэффициент линейной усадки β_{fb} . Экспериментально этот коэффициент для бетона изучен достаточно хорошо [1]. В расчетах рекомендуется принимать коэффициент β_{fb} такой же, как и для обычного тяжёлого бетона: $\beta_{fb} = \beta_b = 3 \cdot 10^{-2}$ [2]. В таком случае не учитываются процент армирования фиброй и массивность конструкции.

Повышение морозостойкости бетонов с помощью добавок основано на создании в цементном камне системы замкнутых макропор, размер которых составляет несколько десятков мкм и на 2 – 3 порядка превышает эффективный размер пор и капилляров в цементном камне без добавок [3]. Система макропор, создаваемая добавкой, характеризуется равномерным их распределением и достаточной объёмной концентрацией, обеспечивающей среднее расстояние между двумя ближайшими поверхностями пор порядка 50 – 250 мкм. Натурные и лабораторные испытания долговечности бетона [3,4] подтвердили, что наиболее эффективным средством повышения стойкости бетона в зоне переменного уровня воды оказалось применение добавки ГКЖ-94 в количестве 0,1 - 0,2 % от веса цемента.

С целью изучения влияния процента фибрового армирования по объёму и массивности конструкции на коэффициент линейной усадки β_{fb} , характер развития усадочных деформаций и влагопотерь фибробетона во времени были исследованы деформации усадки модифицированного фибробетона с различным объёмным процентом фибрового армирования.

Массивность конструкции определяется модулем поверхности, открытой для высыхания (набухания):

$$m = \frac{S}{V} (m^{-1}), \quad (1)$$

S – площадь поверхности конструкции, открытой для высыхания или набухания;

V – объём конструкции.

В соответствии с нормами бетонные и железобетонные конструкции разделяются на массивные ($m \leq 2$); средней массивности ($2 < m < 15$) и немассивные ($m \geq 15$).

В качестве опытных образцов приняты бетонные призмы (10x10x40 см). Маркировка образцов и план эксперимента представлены в таблице.

| Маркировка и № серии | Пр1б | Пр2фб | Пр3фб | Пр4фб | Пр5фб |
|---|------|-------|-------|-------|-------|
| Процент армирования фиброй μ_{fv} , % | 0 | 0,5 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Первая серия изготовлена из модифицированного бетона. Вторая - пятая серии - из модифицированного фибробетона. Бетонные и фибробетонные призмы разбивались на две группы. Призмы первой группы гидроизолировались по боковой поверхности с помощью парафиновазелиновой пасты, высыхание происходило через торцы. Эта группа призм отнесена к конструкциям средней массивности, так как $2m^{-1} < m = 5m^{-1} < 15m^{-1}$. Призмы третьей группы гидроизолировались практически по всей поверхности и относились к массивным конструкциям ($m = 1m^{-1} < 2m^{-1}$). Высыхание этой группы призм происходило через окна по их торцам размером 4,5см x 4,5см на их торцах.

Состав бетона матрицы фибробетона по весу составил (Ц:В:П:Щ)/Ц = 1:0,32:1,2:2,2. В состав бетонной смеси также вводились газообразующая добавка ГКЖ-94 в количестве 0,15% и суперпластификатор С-3 в количестве 0,7% от массы цемента.

Измерение деформаций усадки осуществлялось стационарными индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм на базе 200 мм. Испытания осуществлялись по стандартной методике, рекомендуемой НИИЖБ.

На основании полученных опытных данных вычислялись коэффициенты линейной усадки, которые представлены на рисунке 1. Экспериментальные точки аппроксимировались функцией:

$$\beta_{fb} = \beta_b \cdot \exp(0,89 \cdot m^{0,179} - 0,377 \cdot \mu_{fv}), \quad (2)$$

где β_b – коэффициента линейной усадки бетонной матрицы [5].

m – массивность конструкции;

μ_{fv} – процент фибрового армирования по объёму.

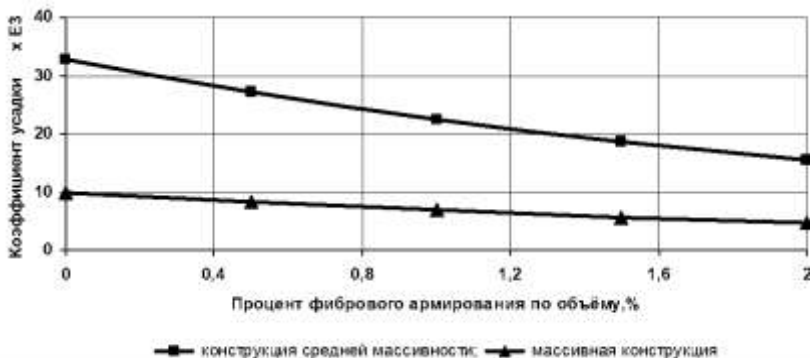


Рис.1. Зависимость коэффициента усадки фибробетонных призм различной массивности от процента армирования фиброй

Проведенные исследования позволяют рекомендовать производить расчеты коэффициента усадки, предельных деформаций усадки и соответствующих напряжений в гидротехнических конструкциях из модифицированного фибробетона с помощью коэффициента линейной усадки фибробетона, определяемого по формуле (2) и значений критической влажности бетона, приведенных в работах[5,6].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Александровский С.В.* Расчёт бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учётом ползучести. М.: Стройиздат. 1973.
2. СП 52-104-2006. Сталефибробетонные конструкции. ФГУП НИЦ «Строительство» Росстроя. М. 2007.
3. *Подвальный А.М.* О действии добавок, повышающих морозостойкость бетонов // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах. Под ред. С.Н. Алексева. М.: НИИЖБ Госстроя СССР. 1988.
4. *Москвин В.М. и др.* Бетон для строительства в суровых климатических условиях. Л.: Стройиздат. 1973.
5. *Истомин А.Д.* Влажностные деформации гидротехнических конструкций из модифицированного фибробетона // Вестник МГСУ, № 4, Т. 2, 2010. с.21-24.
6. *Тамразян А.Г.* К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона// Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26-27.

ВЛИЯНИЕ МОРСКОЙ ВОДЫ И ЗНАКОПЕРЕМЕННЫХ ТЕМПЕРАТУР НА ДОЛГОВЕЧНОСТЬ БЕТОНА

В соответствии со статьей 2 части 5 Федерального закона 384-ФЗ «жизненный цикл здания или сооружения - это период, в течение которого осуществляются инженерные изыскания, проектирование, строительство, эксплуатация, реконструкция, капитальный ремонт, снос здания или сооружения» [1]. На всех этапах жизненного цикла объекта капитального строительства необходимо соблюдение требований, обеспечивающих планируемую долговечность. При этом определяющим этапом является проектирование здания или сооружения [4].

Эксплуатация конструкций гидротехнических сооружений предусматривает воздействие водной среды на конструкции, повышенную агрессивность морской воды, циклическое замораживание и оттаивание (ЦЗО).

Наиболее сложным является обеспечение и прогнозирование долговечности железобетонных конструкций, так как железобетон является сложным анизотропным материалом [2]. На его долговечность оказывает влияние ряд внешних и внутренних факторов.

Многие годы считалось, что прочность бетона конструкции со временем увеличивается, и, следовательно, долговечность его тоже должна возрастать. Однако, данные обследований показывают, что из-за совместного воздействия агрессивной водной среды и ЦЗО, железобетонные конструкции гидросооружений могут прийти в аварийное состояние в относительно короткий срок [3].

Согласно СП 63.13330, СП 41.13330 железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям не только по безопасности и эксплуатационной пригодности, но и по долговечности. Конструкции следует проектировать таким образом, чтобы они выполняли свое функциональное назначение, предусмотренное в проекте, в течение всего установленного срока службы здания или сооружения [2,3]. В указанных сводах правил, вопросы надежности и долговечности учтены с помощью коэффициентов надежности по материалу и условий работы. Однако данные коэффициенты не учитывают совместное воздействие морской воды и ЦЗО, что может оказать значительное влияние на долговечность конструкций гидротехнического сооружения.

Для учета воздействия агрессивных сред по СП 28.13330, главным образом используют коэффициенты надежности, назначение численных значений которых имеет достаточно грубую градацию [2].

На практике долговечность и срок службы железобетонных конструкций контролируют, главным образом, путем ограничения максимально допустимых значений водоцементного отношения, класса бетона по прочности, марок по водонепроницаемости и морозостойкости, толщины защитного слоя в зависимости от класса агрессивности среды, диаметра, вида и расположения арматуры [3].

Для оценки влияния солености морской воды в НИУ МГСУ были проведены экспериментальные исследования по поведению бетонных призм в условиях циклических замораживаний и оттаиваний в пресной и морской воде различной солености.

На рис.1 представлены результаты относительного изменения призмной прочности в момент достижения бетоном своей морозостойкости, то есть при $C = F$.

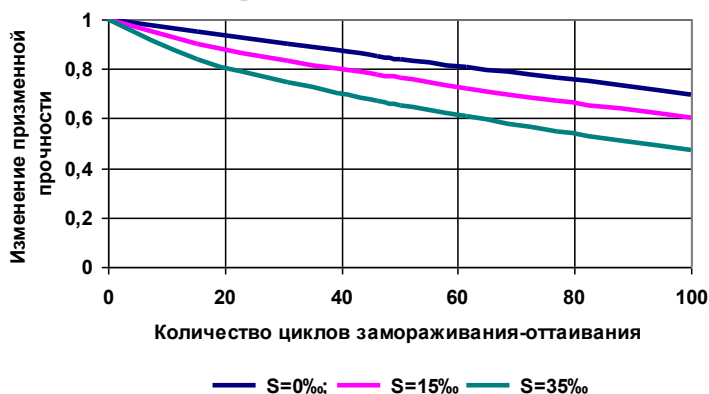


Рис.1. Относительное изменение призмной прочности в момент достижения бетоном своей морозостойкости

Прочность призм при $C = F$, водонасыщаемых в пресной воде снизилась на 16%, водонасыщаемых в морской воде с соленостью $S = 15\text{‰}$ снизилась на 24%, водонасыщаемых в морской воде с соленостью $S = 35\text{‰}$ снизилась на 35%. При этом потеря прочности исчерпанию морозостойкости бетона в зависимости от солености моря может быть определена по формуле:

$$\frac{R_{b,F}}{R_{b,0}} = 0,535 \cdot S + 16 \quad (1)$$

где $R_{b,0}$, $R_{b,F}$ - соответственно призмная прочность перед ЦЗО и в момент достижения бетоном своей морозостойкости ($C = F$),

S - соленость морской воды в ‰.

На рис.2 представлены диаграммы работы сжатого бетона, водонасыщавшегося в пресной ($S = 0\%$) и морской воде $S = 15\%$.

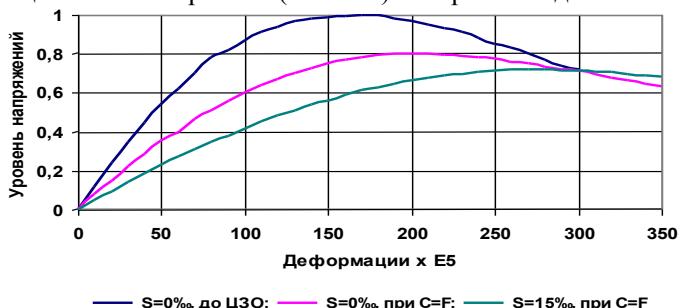


Рис.2. Диаграммы работы сжатого бетона в условиях пресной воды ($S = 0\%$) и морской воды $S = 15\%$.

Как видно из представленных графиков соленость воды сказывается не только на снижении призмочной прочности, но и на предельной сжимаемости бетона. Предельные деформации бетон при достижении им предела своей морозостойкости увеличились по сравнению с нормальными условиями на 18% для пресной воды и на 59% для морской воды с соленостью 15%.

Таким образом, экспериментально установлено, что необходимо учитывать влияние морской воды и знакопеременных температур на долговечность бетона на стадии проектирования конструкций. Существенным фактором при этом является соленость морской воды.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Федеральный закон от 30.12.2009 №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».
2. Кодыш Э.Н., Мамин А.Н. и др. Сравнение К вопросу о долговечности железобетонных конструкций // «Лолейтовские чтения-150». Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям, 2018. С.145-150.
3. Данилов А.Ю., Федюк Р.С. и др. Коррозия железобетона в морской воде // «Лолейтовские чтения-150». Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям, 2018. С. 85-91.
4. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон: проблемы и перспективы // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.

Студентка 4 курса 13 группы ИСА Мустафина К.Ф.

Студентка 4 курса 17 группы ИСА Манахова А.А.

Научный руководитель – преп. Д.С. Попов

ПЕРСПЕКТИВЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Использование стальной арматуры при устройстве железобетонных конструкций приводит к ряду проблем, вызванных коррозией вследствие действия химически агрессивных сред. Также в некоторых случаях требуется применение элементов конструкций с отсутствием магнитного поля – радио- и магнитопрозрачностью [1,2]. Решением данных задач может послужить использование композитной арматуры (далее FRP).

Композиты FRP для структурного усиления доступны в виде готовых стержней, полос, предварительно отвержденных (не гнущихся)/ неотвержденных листов, наносимых методом мокрой укладки. Сборные плиты и стержни изготовлены из однонаправленных волокон (стекло, углерод, арамид, базальт) в терморезактивной матрице (эпоксидная смола, полиэфир, виниловый эфир). Плиты обычно имеют толщину 0,5-1,5 мм и ширину 50-200 мм. Неотвержденные листы представляют собой волокна (однонаправленные или двунаправленные), предварительно/на месте пропитанные смолами с номинальной толщиной менее 1 мм. Существуют два основных направления использования композитов FRP: для новых конструктивных элементов (внутреннее усиление) и для укрепления существующих конструктивных элементов (внешнее усиление).

Низкий собственный вес, высокое отношение прочности к удельному весу, электромагнитная прозрачность, повышенная стойкость к коррозии (первая группа по хим. стойкости) и другие структурные и технологические аспекты расширяют сферу применения FRP при проектировании конструкций. Наиболее ярко достоинства композитов проявляются при равнопрочной замене стальной арматуры на композитную (см. табл.1)

Однако существует ряд главных недостатков при использовании этого класса материалов:

- а) FRP довольно хрупкий материал (см рис. 1.);
- б) модуль упругости FRP в 4 раза меньше стали;
- в) предел прочности на растяжение композитной арматуры уменьшается с диаметром стержня;

Таблица 1. Соответствие D при равнопрочностной замене арматур
Ошибка! Связь недопустима.г) недостаточная теоретическая база для точного прогнозирования свойств сцепления и характеристик долговечности FRP;

- д) полимерная матрица, используемая в стержне, способна выдержать температуру не более 160-200°C => низкая огнестойкость;
- е) анизотропная природа FRP, основное проявление которой - отличие коэффициента теплового расширения в поперечном направлении по сравнению с продольным. Может вызвать продольное расщепление в бетоне при высокой температуре;
- ж) арматурные стержни из FRP, изготовленные из термореактивных смол, не могут быть согнуты в условиях строительной площадки, изгибы должны производиться заранее в заводских условиях;
- з) сопротивление сжатию стержней из FRP недостаточно изучено, кроме того, как показывает практика, материал подвержен более раннему появлению изгибных деформаций, нежели стальные стержни.

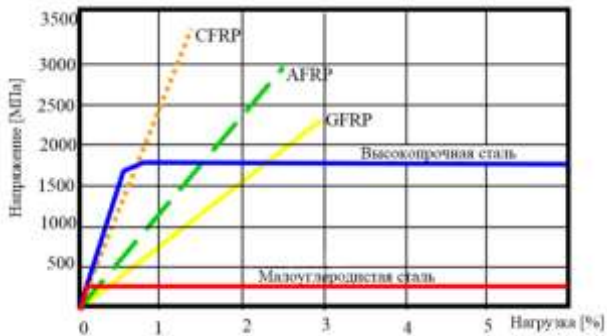


Рис.1. Кривые зависимости напряжений от деформаций композитов, армированных арамидными (AFRP), углеродными (CFRP), стеклянными (GFRP) волокнами.

Вследствие выхода из строя продольной и поперечной арматуры в балках и колоннах, плохого соединения в области шарниров, и ряда других факторов, препятствующих нормальной эксплуатации зданий, возникает необходимость усиления их конструкций. Плюсами усиления FRP является простота выполнения, высокая прочность на разрыв FRP, практически полное отсутствие увеличения габаритов усиливаемой конструкции и нарушения её целостности. Но развитие данного способа сдерживает относительно высокая начальная стоимость материалов и изделий, используемых в схемах усиления [3-6]. К тому же, наряду с экономической неэффективностью, можно упомянуть следующие особенности (минусы) внешнего усиления композитной арматурой:

- а) возможны новые незнакомые механизмы разрушения (особенно при склеивании пластин FRP), требующие специального обследования;
- б) навыки и качество изготовления имеют решающее значение для успешного применения решений по усилению с помощью FRP;

в) трудность контроля качества адгезионного слоя (наличие захваченного воздуха) => влияние на связь между плитой FRP и поверхностью бетона;

г) опытный анализ в отношении долговечности схем усиления FRP из-за относительной новизны материала отсутствует, и это может быть недостатком для конструктивных элементов, требующих очень длительного срока службы.

Вывод

Использование FRP в гражданском строительстве позволяет инженерам получать значительные достижения в функциональности, безопасности и экономичности строительства. С другой стороны, композитная арматура является хрупкой, проявляет анизотропность, а её механические свойства подвержены влиянию изменяющейся скорости нагружения, температуры и условий окружающей среды. Вследствие чего, эффективное использование полимерных материалов всегда требует тщательной оценки всех аспектов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Фролов Н.П.* Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1980.–104с.

2. *Окольникова Г.Э., Герасимов С.В.* Перспективы использования комп. арматуры в строительстве // Экология и строительство – 2015.

3. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон: проблемы и перспективы//Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.

4. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.*//Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

5. *Тамразян А.Г., Орлова М.А.*//К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами//Жилищное строительство. 2015. № 6. С. 32-34.

6. *Тамразян А.Г.* К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона// Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26-27.

РАСЧЕТ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ

В статье приведен сравнительный анализ расчета железобетонной плиты перекрытия на продавливание при армировании стальной и неметаллической арматурой, представлены основные характеристики и преимущества композитной арматуры.

Композитная арматура представляет собой стержни, включающие в свой состав стеклянные (АСК), базальтовые (АБК), углеродные (АУК) или арамидные (ААК) волокна, связанные термореактивной смолой. Различные виды композитной арматуры являются альтернативой стальной арматуре при строительстве объектов требующих повышенной устойчивости к агрессивным средам [4-6]. Именно в этих объектах в полной мере используются специфические свойства данной арматуры, выгодно отличающие ее от стальной.

Ниже приведена методика расчета плиты перекрытия на продавливание при действии сосредоточенной силы согласно с СП 52-101-2003[1], п.6.2.48.

$$F \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult}$$
$$1) F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b$$
$$A_b = u \cdot h_0$$
$$u = (h_k + 2 \cdot 0,5 \cdot h_0) \cdot 4$$
$$h_0 = 0,5 \cdot (h_{0x} + h_{0y})$$

$$2) F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u$$
$$q_{sw} = \frac{(R_{sw} \cdot A_{sw})}{S_w}$$

Произведем расчет сплошной ж.б. плиты перекрытия на продавливание при действии сосредоточенной силы с использованием стальной арматуры.

При расчете была принята монолитная железобетонная плита перекрытия толщиной 180 мм, выбраны колонны с шагом 7200x7200 мм и размером поперечного сечения 500x500 мм.

Полная расчетная нагрузка $g+V=8,983 \text{ кН/м}^2$.

$$F \approx \gamma_n \cdot q \cdot A = 1,0 \cdot 8,983 \cdot (7,2 \cdot 7,2) = 465,68 \text{ кН}$$

$$1) F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b = 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,39 = 448,5 \text{ кН}$$

$$A_b = u \cdot h_0 = 2,6 \cdot 0,15 = 0,39 \text{ м}^2$$

$$u = (h_k + 2 \cdot 0,5 \cdot h_0) \cdot 4 = (0,5 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,15) \cdot 4 = 2,6 \text{ м}$$

$$h_0 = 0,15\text{м}$$

$$2) F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u = 0,8 \cdot 1,938 \cdot 260 = 403,104 \text{ кН}$$

$$q_{sw} = \frac{(R_{sw} \cdot A_{sw})}{S_w} = \frac{(17 \cdot 0,57)}{5} = 1,938 \text{ кН/см}$$

Принимаем диаметр поперечных стержней $\text{Ø}6 \text{ A240}$, и шаг $S_w \leq 15/3$, $S_w = 5 \text{ см}$, $A_{sw} = 0.57$, $R_{sw} = 170 \text{ МПа} = 17 \text{ кН/см}^2$ для A240.

$$F \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 448,5 + 403,104 = 851,6 \text{ кН}$$

Приведем методику расчета плиты перекрытия на продавливание при действии сосредоточенной силы с использованием композитной арматуры согласно с СП 295.1325800.2017[2], и п.6.2.48 СП[1].

$$F \leq F_{b,ult} + F_{fw,ult}$$

1) $F_{b,ult}$ – вычисляется аналогично методике расчета с использованием стальной арматуры.

$$2) F_{fw,ult} = 0,8 \cdot q_{fw} \cdot u$$

$$q_{fw} = \frac{(R_{fw} \cdot A_{fw})}{S_w}$$

$$R_{fw} = 0,004 \cdot E_f \leq 0,5 \cdot R_f$$

Произведем расчет сплошной ж.б. плиты перекрытия на продавливание при действии сосредоточенной силы с использованием стеклокомпозитной арматуры (АСК).

$$1) F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b = 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,39 = 448,5 \text{ кН}$$

$$2) F_{fw,ult} = 0,8 \cdot q_{fw} \cdot u = 0,8 \cdot 2,28 \cdot 260 = 474,24 \text{ кН}$$

$$q_{fw} = \frac{(R_{fw} \cdot A_{fw})}{S_w} = \frac{(20 \cdot 0,57)}{5} = 2,28 \text{ кН/см}$$

Принимаем диаметр поперечных стержней $\text{Ø}6 \text{ АСК}$, шаг $S_w \leq 15/3$, $S_w = 5 \text{ см}$, $A_{fw} = 0.57 \text{ см}^2$, $R_{fw} = 200 \text{ МПа} = 20 \text{ кН/см}^2$ для АСК

$$R_{fw} = 0,004 \cdot E_f \leq 0,5 \cdot R_f$$

$$R_{fw} = 0,004 \cdot 50000 = 200 \leq 0,5 \cdot 800 = 400$$

$$E_f = 50000 \text{ МПа (табл.1[2])}$$

$$R_f = 800 \text{ МПа.}$$

$$F \leq F_{b,ult} + F_{fw,ult} = 448,5 + 474,24 = 922,74 \text{ кН}$$

Таблица 2

Сравнительная таблица результатов расчетов

| Вид арматуры | $A_{sw(fw)}$, см^2 | $q_{sw(fw)}$, кН/см | $R_{sw(fw)}$, МПа | $F_{sw(fw),ult}$, кН | $F_{b,ult} + F_{sw(fw),ult}$, кН |
|--------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|--|
|--------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|--|

| | | | | | |
|------|------|-------|-----|---------|--------|
| A240 | 0,57 | 1,938 | 170 | 403,104 | 851,6 |
| АСК | 0,57 | 2,28 | 200 | 447,24 | 992,74 |

Вывод

Исходя из результатов расчета, представленных в таблице 2, можно сделать вывод, что при равных диаметрах показатели стеклокомпозитной арматуры превосходят показатели металлической арматуры. Следовательно, можно использовать меньший диаметр композитной арматуры т.к. напряжение, воспринимаемое композитной арматурой больше напряжения, воспринимаемого стальной арматурой.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.
2. СП 295.1325800.2017 Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования.
3. ГОСТ 31938-2012 Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия.
4. *Тамразян А.Г., Звонов Ю.Н.* К оценке надежности железобетонных плоских безбалочных плит перекрытий на продавливание при действии сосредоточенной силы в условиях высоких температур//Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 24-28.
5. *Тамразян А.Г., Филимонова Е.А.* Структура целевой функции при оптимизации железобетонных плит с учетом конструкционной безопасности// Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 9. С. 14-15.
6. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.* Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

РАЦИОНАЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ЭКОНОМИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ

Железобетон состоит из бетона и арматуры, имеющие различные прочностные характеристики. Арматура в разы лучше воспринимает растягивающие усилия, чем бетон, поэтому её основной ролью является увеличение сопротивления бетона растяжению и предотвращение образования трещин в растянутой зоне бетона.

Так же арматура устанавливается в сжатой зоне бетона в конструкциях, работающих на изгиб, и сжатых элементов с малым или случайным эксцентриситетом. Эффективность заключается в том, что при сжатии прочность арматуры в несколько раз превышает прочность бетона, и установка продольной арматуры повышает несущую способность сжатых элементов конструкций, таких как колонны или стержни ферм [1-3].

Согласно своду правил СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции» в железобетонных колоннах рекомендуется принимать класс бетона не ниже В15, и армировать стальной арматурой периодического профиля класса А400, А500 и А600, а также в сварных сетках и каркасах арматуру класса В500 и Вр500.

Колонны, как правило, армируются в продольном и поперечном направлении. Поперечная арматура - конструктивная с шагом согласно СП 63.13330.2012 15 либо 20 диаметров в зависимости от способа крепления поперечной арматуры к продольной, но не более 500 мм.

Согласно СП несущая способность сжатых железобетонных элементов со эксцентриситетом определяется:

$$N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s, tot}) \quad (1)$$

С течением времени в процессе эксплуатации в колоннах, от растягивающих усилий в поперечном сечении, могут возникнуть продольные трещины. Нельзя полностью предотвратить возникновение продольных трещин т.к. поперечная арматура, воспринимающая поперечные деформации, устанавливается конструктивно[4-7].

Напряжение в арматуре меньше расчетного сопротивления в формуле (1), что говорит о не полном использовании прочности арматуры. Тогда какое количество арматуры необходимо использовать для обеспечения несущей способности, если она влияет на изменение размеров поперечного сечения элемента (содействует его уменьшению), но не предотвращает возникновение продольных трещин? Возможно, более экономичным решением является

увеличение размеров колонны в плане или использование бетона более высокого класса для сохранения размеров поперечного сечения с уменьшением количества и площади поперечного сечения арматуры. Убедимся в этом. Имеем две колонны высотой 6 м поперечное сечение –квадрат со сторонами 400 и 450 мм соответственно, с одинаковыми условиями загрузки. Колонны имеют одинаковые характеристики материалов- классы бетона и арматуры равные В20 и А400.

Произведем подбор рабочей арматуры, удовлетворяющую условию формулы, представленной выше. По сортаменту количество стержней: для первой колонны соответствует 8 стержней $\varnothing 20\text{мм}$, а для второй – 4 стержня $\varnothing 16$, при действующей на каждую из колонн нагрузке $N = 1980\text{кН}$. Но конструктивно нельзя ставить менее четырех продольных стержней, если колонна имеет размеры в плане более 400 мм.

А можно ли уменьшить количество стержней в первой колонне, соблюдая условие по несущей способности сжатых стержней?

Для уменьшения количества стержней продольной рабочей арматуры, необходимо изменить качественные характеристики бетона, т.е. увеличим класс бетона до В25. Требуемая площадь $A_{sc, \text{треб}} = 850\text{мм}^2$, тогда по сортаменту возьмем 4 стержня $\varnothing 18$ с площадью поперечного сечения $A_{sc} = 1018\text{мм}^2$.

Проверим, является ли решение с уменьшением количества стержней арматуры при использовании бетона более высокого класса с сохранением размеров колонны в плане экономичным решением.

Для этого рассчитаем стоимость материалов варианта классического армирования -8 стержней от рационального-4 стержня с повышением класса бетона.

Вес на 1 пог. метр арматуры первого варианта – 2,466 кг, на колонну суммарный вес рабочей арматуры составит 14,8 кг, а вес 1 пог. метра арматуры $\varnothing 18\text{мм}$ составляет 1,998 кг, суммарный вес – 11,99 кг. Стоимость 1 пог. метра арматуры $\varnothing 20\text{мм}$ – 75,92 рублей, $\varnothing 18\text{мм}$ – 51,99 рублей.

Рассчитаем стоимость продольной арматуры на всю высоту колонны для обоих вариантов и найдем разницу затрат: $(75,92 \cdot 8 - 51,99 \cdot 4) \cdot 6 = 2396,4\text{руб.}$

Стоит отметить, что применение бетона класса В20 экономичнее по стоимости, чем бетона В25. В среднем цена варьируется от 100 до 200 руб за кубометр. Дополнительные расходы на бетон составят $0,4 \cdot 0,4 \cdot 6 \cdot 150 = 144\text{руб.}$

Согласно СП63.13330.2012 шаг поперечной арматуры зависит от диаметра продольной арматуры. В наших вариантах при наименьшем значении диаметра шаг поперечной арматуры чаще, следовательно, это увеличивает дополнительные затраты варианта с рациональным

армированием. Так, при продольной арматуре $\varnothing 20$ мм потребуется $l = \frac{6}{0,3} \cdot 1,6 = 32$ м поперечной арматуры $\varnothing 6$ мм, с шагом $S = 20 \cdot 15 = 300$ мм, при $\varnothing 18$ мм, $l = \frac{6}{0,27} \cdot 1,6 = 36$ м, $s = 18 \cdot 15 = 270$ мм. Вес арматуры $\varnothing 6$ мм равен 0,222 кг. На колонну вес всей поперечной арматуры $\varnothing 6$ мм в первом случае равен $32 \cdot 0,222 = 7,1$ кг., во втором $36 \cdot 0,222 = 8$ кг. Стоимость 1 пог. метра $\varnothing 6$ мм составляет 6,53 рубля. Расход на поперечную арматуру одной колонны 5,88 рублей дополнительно.

Суммарная экономия на 1 колонну высотой 6м составляет 2396,4 – 144 – 5,88 = 2246,52руб.

На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

Продольная арматура не способствует предотвращению возникновения продольных трещин, а лишь уменьшает поперечное сечение колонны, следовательно, стоит изменить подход к армированию сжатых элементов.

Применение рационального варианта армирования позволило снизить стоимость материалов, затрачиваемых на один несущий элемент, это доказывает, что данный вариант является экономически выгодным. Уменьшение количества продольной арматуры не снизило несущую способность колонны.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции.
2. Кумняк О.Г. и др. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник.-М.:Издательство АСВ. – 2011. 672с.
3. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций. Учеб. для строит. спец. вузов. 2-е изд. перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 1989, 400с.
4. Tamrazyan A., Avetisyan L. Comparative analysis of analytical and experimental results of the strength of compressed reinforced concrete columns under special combinations of loads//В сборнике: MATEC Web of Conferences 5. Сер. IPICSE 2016" 2016. С. 01029.
5. Тамразян А.Г., Фаликман В.Р. Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ// Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.
6. Tamrazyan A. Reduce the impact of dynamic strength of concrete under fire conditions on bearing capacity of reinforced concrete columns//Applied Mechanics and Materials. 2014. Т. 475-476. С. 1563-1566.
7. Тамразян А.Г., Аветисян Л.А. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов на кратковременную динамическую нагрузку//Строительство: наука и образование. 2013. № 4. С. 2.

ТЕМПЕРАТУРНЫЕ УСИЛИЯ В СВАЙНОМ ФУНДАМЕНТЕ ПРИ ЕГО РАБОТЕ В УСЛОВИЯХ КРАЙНЕГО СЕВЕРА

Объем строительства зданий и сооружений различного назначения из железобетона в условиях холодного климата Российской Федерации постоянно увеличивается [1,2]. Северная строительная климатическая зона РФ подразделяется на три климатических района с условиями: 1 - наименее суровыми; 2 - суровыми; 3 - наиболее суровыми (табл.1).

Таблица 1

| Условия климатического района | Температура, °С | | |
|-------------------------------|------------------------|--------------------------|-------------------------------|
| | абсолютная минимальная | наиболее холодных суток* | наиболее холодной пятидневки* |
| Наименее суровые | -51 | -43 | -38 |
| Суровые | -60 | -53 | -51 |
| Наиболее суровые | -71 | -63 | -62 |

Натурные исследования свайных ростверков показывают, что реальные усилия в конструкциях свайных ростверках и их изменение во времени не могут быть объяснены действием только одних силовых нагрузок[3]. Существенное влияние на напряженное состояние системы «свай-ростверк» оказывают температурные воздействия в строительный и эксплуатационный периоды. Особенно актуальны вопросы оценки температурных усилий в свайных ростверках при строительстве в суровых условиях Сибири, Севера и дальнего Востока.

Расчет статически неопределимого свайного фундамента производится по двух стадиям работы: первая стадия - замораживание до расчетной зимней температуры; вторая стадия - длительное попеременное замораживание и оттаивание в летний период.

В качестве опытных образцов использовался железобетонный брус прямоугольного сечения с размерами 12см x 18см, длиной 80см. Процент армирования поперечного сечения - $\mu = 1,45\%$.

Методика испытаний образцов заключалась в следующем [4]. Образец, помещенный в силовую установку при температуре +15°С замораживался до -60°С. После каждого этапа понижения температуры опытный образец растягивался двумя гидравлическими домкратами на величину температурных перемещений. Таким образом,

поддерживалась постоянной первоначальная длина образца, что соответствовало его неподвижному закреплению.

Осевую жесткость железобетонного бруса можно записать в виде:

$$C = \varphi_t \cdot C_0, \quad (1)$$

где φ_t – коэффициент изменения жесткости в зависимости от отрицательной температуры;

C_0 – первоначальная жесткость элемента.

Определение жесткости и температурных усилий в статически неопределимом элементе состоял в выявлении закона изменения коэффициента φ_t от изменения температуры:

$$\varphi_t = C / C_0, \quad (2)$$

В результате проведенных исследований были получены данные по температурным усилиям, которые возникают в железобетонном защемленном элементе. По этим результатам на основании формулы (2) были рассчитаны значения коэффициента изменения жесткости и построен график его зависимости от изменения температуры образца. Полученные данные представлены на рис. 1.

Опытные данные изменения коэффициента жесткости в зависимости от изменения температуры ΔT аппроксимировались полиномом четвертой степени:

$$\varphi_t = 10^{-8} \Delta T^4 + 7 \cdot 10^{-6} \Delta T^3 + 8,43 \cdot 10^{-2} \Delta T^2 + 3,79 \Delta T + 100 \quad (3)$$

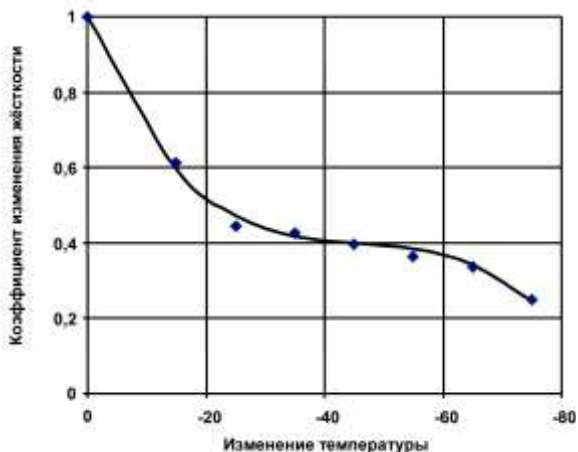


Рис. 1. Зависимость коэффициента φ_t от изменения температуры.

На основании полученной зависимости (3) и методом конечных элементов [5] был рассчитан свайный фундамент со следующими

характеристиками: бетон класса В30, ростверк сечением 50см x 50см, свая сечением 30см x 30см, длина фундамента – 24м, шаг свай – 6м.

Результаты расчетов усилий в свайном фундаменте представлены в таблице 2.

Таблица 2

| Материал | Изменение температуры, ΔT , °С | Усилия /МКЭ/ | | Усилия /формула (3)/ | |
|------------|--|--------------|-------|----------------------|-------|
| | | M, кНм | N, кН | M, кНм | N, кН |
| Лето-осень | 35 | 23,2 | 9,4 | 25,1 | 10,2 |
| Зима-весна | 63 | 92,9 | 55,3 | 92,8 | 55,2 |

Анализ полученных результатов показывает, что наблюдается хорошая сходимость температурных усилий в ростверке и изгибающих моментов от них в крайних сваях фундамента. Отклонение не превышает 8%.

Выводы

1. На основании экспериментальных данных получена эмпирическая зависимость для определения коэффициента изменения жесткости железобетонных элементов при понижении температуры до до -60 °С.

2. Полученные данные можно использовать для инженерных расчетов на стадии эскизной проработки проектов и технико-экономического обоснования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Попов В.М., Герфанов О.А., Морозов В.И. Долговечность железобетонных конструкций в условиях Крайнего Севера // Труды II Международной конференции «Бетон и железобетон—взгляд в будущее». М., 2014. Т. III. С. 356–366.

2. Истомин А.Д. Работа центрально-растянутых железобетонных элементов при отрицательной температуре // Технология текстильной промышленности. № 2 (368), 2017 С. 141-144.

3. Тамразян А.Г. Основные принципы оценки риска при проектировании зданий и сооружений//Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 21-27.

4. Истомин А. Д., Истомин А. С. Температурные усилия в статически неопределимом железобетонном бруске при его замораживании до -50 °С. // Научное обозрение. №24, 2015. С. 88-91.

5. Синицын С.Б. Строительная механика в методе конечных элементов стержневых систем. М.: АСВ, 2002. 320с.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТОДОВ ТЕОРИИ НАДЕЖНОСТИ ДЛЯ АНАЛИЗА ПОВРЕЖДЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Теория надежности конструкций и систем различного рода охватывает множество проблем, близко примыкающих к теории вероятности, а именно к теории случайных функций.

В качестве иллюстрации методов надежности в данной статье выполнен анализ обследования поврежденной конструкции (подземный паркинг). С помощью простейшего аппарата теории вероятности были обработаны результаты обследования конструкции неразрушающим ударно импульсным методом.

Метод ударного импульса основан на связи прочности бетона с энергией удара и ее изменениями в момент соударения бойка с поверхностью бетона.

Испытания проводились согласно СП 13-102-2003 [1]. Испытуемый элемент делился на три участка, в каждом из которых проводилось более 10 испытаний.

Согласно ГОСТ 22690-2015 [2] метод неразрушающего контроля необходимо подтверждать построением градуировочной зависимости на основании прямого разрушающего метода контроля (вследствие неопределенности результатов из-за многочисленных внешних факторов). Тем не менее, исходя из [3] можно применять косвенные методы контроля, если нет необходимости определять прочность бетона для расчета, а нужна только оценка значения и использования данного значения как одного из ряда факторов обследования. Также с помощью этих методов можно качественно выявить зоны с неоднородной прочностью бетона для дальнейшего применения методов разрушающего контроля [6,7].

Было проверено 3 типа элементов конструкций: колонны (-1 и -2 этаж, 71 шт – 639 испытания), стены (-1 и -2 этаж, 19 шт – 171 испытание) и плиты перекрытия (-1 и -2 этаж, 32 шт – 288 испытаний). Согласно [1] были обработаны результаты испытаний.

Фактический класс прочности определяется по формуле (1):

$$Bf = \bar{x} - t \cdot \frac{S}{\sqrt{n}}, \quad (1)$$

где \bar{x} – среднее значение прочности по методу ударного импульса;

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (xi - \bar{x})^2}; \quad (2)$$

S – среднее квадратическое отклонение

xi – значение единичного проведенного измерения;

t – средняя погрешность с надежностью 0,95 ;
 n – общее число единичных значений прочности.

По упрощенному методу:

$$V_{\phi} = 0,8 * R_m \quad (3)$$

Таблица 1

Сводная таблица

| Способ вычисления | Колонны | Стены | Плиты перекрытия |
|-------------------------------------|---------|-------|------------------|
| По критерию распределения Стьюдента | 68.48 | 58.26 | 74.99 |
| По упрощенному методу | 56.28 | 52.41 | 63.85 |

Из таблицы 1 можно сделать вывод, что прочность бетона обеспечена с запасом, однако рассмотрев расхождение прочности бетона плиты перекрытия у опор и в центре пролета заметна противоположная тенденция. Согласно [4] коэффициент вариации не должен превышать 17% (область недопустимых значений, табл 2 ГОСТ 18105-86 [5]). В табл 2 показан коэффициент вариации в пределах одной плиты перекрытия, а также коэффициент вариации всех испытаний, в целом.

Таблица 2

Коэффициенты вариации плит перекрытий

| Плита перек-я | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | Общий |
|---------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| СКО | 9,39394 | 10,51737 | 16,00764 | 7,75387 | 13,38171 | 12,89476 |
| среднее | 76,18889 | 83 | 78,82222 | 73,66667 | 66,34444 | 79,81424 |
| V_m | 12,3298 | 12,67153 | 20,30853 | 10,52562 | 20,17006 | 16,15596 |

Подводя итоги, можно сказать, что:

- применение ударно-импульсного метода целесообразно для выявления зон с отклонением прочности бетона от среднего значения.
- ГОСТ 22690–2015 [2] не приводит к занижению (в среднем) оценок прочности бетона, но делают оценки прочности разными неразрушающими методами равноценными, что не соответствует действительности: степень надежности оценок будет разной [5].
- Вследствие того, что коэффициент вариации указывает на однородность бетона, следовательно, на строительной площадке требуется усилить технический контроль (включая входной, процессный).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений
2. ГОСТ 22690-2015 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.
3. *Улыбин А.В.* О выборе методов контроля прочности бетона построенных сооружений // Magazine of Civil Engineering, №4, 2011. С. 10-15.
4. Рекомендации по статистическим методам контроля и оценки прочности бетона с учетом его однородности по ГОСТ 18105-86, Москва. Стройиздат. 1989.ГОСТ 18105-86 Бетоны. Правила контроля прочности (с Изменением N 1)
5. *Тамразян А.Г., Филимонова Е.А.* Структура целевой функции при оптимизации железобетонных плит с учетом конструкционной безопасности//Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 9. С. 14-15.
6. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.* Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.
7. *Тамразян А.Г.* К задачам мониторинга риска зданий и сооружений//Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2013. № 3 (170). С. 19-21.

*Студентка 4 курса 19 группы ИСА Прусакова М.Ю.,
Студентка 4 курса 11 группы ИСА Изюмова Е.В.
Научный руководитель – доц. к.т.н., доц. Д.С. Ванус*

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ХОЛСТОВ ИЗ УГЛЕВОЛОКНИСТОЙ ТКАНИ, ИСПОЛЬЗУЕМЫХ В КАЧЕСТВЕ УСИЛЕНИЯ КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ, НА ЕЕ НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ ПРИ ДЕЙСТВИИ СТАТИЧЕСКОЙ И ДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗОК

Здания из кирпича с давних времен считаются крепкими и долговечными, однако и они приходят в аварийное состояние – появляются трещины, утрачиваются фасадные элементы, крошатся. Причины возникновения дефектов могут быть различными: плохое качество кладки, воздействие неблагоприятных факторов, неучтенные нагрузки. Вопрос обеспечения долговечности каменной кладки всегда являлся актуальным.[3,6]. Исследования показывают, что конструкции из кирпича не всегда удовлетворяют требованиям отечественных норм (СП 14.13330.2014) [5], предъявляемым к кладкам I и II категории. Это задает необходимость принятия мер по усилению и реконструкции.

Традиционные методы усиления эффективны, но часто в практике неприменимы для использования. Например, использование металлических и железобетонных элементов при сейсмоусилении ведет к увеличению массы здания, что повышает нагрузки на него. Инновационным методом усиления каменных конструкций является усиление кирпичной кладки композитными материалами. Они представляют собой ткани, ленты, холсты, и состоят из двух компонентов: армирующего и связующего. Данная система усиления более известна под названием FRP (Fiber Reinforced Polymer) [2].

Далее мы будем подробнее рассматривать углеволокно как материал для усиления кирпичной кладки.

Отсутствие нормативной базы по усилению каменных конструкций углеволокном связано с недостаточным объемом исследований в этой области. Однако в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко была проведена серия испытаний кирпичных колонн на сжатие с применением бандажами из углеродных холстов [1].

Формула для определения приращения прочности кладки, усиленной полосами из углеволокна, имеет вид:

$$R_{yc} = \frac{2 \cdot \mu_{пов} \cdot R_{пол}}{100},$$

где $\mu_{пов}$ – коэффициент поверхностного армирования стен.

Таблица 1

Сравнение физико-механических характеристик углеволокна (композитный материал) и стали (традиционный материал).

| Материал | Модуль Юнга, Е ГПа | Предел прочности при растяжении, σ_r МПа | Деформация при разрыве, ϵ_r % | Удельный вес, ρ гр/см ³ |
|--------------------------|--------------------|---|--|---|
| Углеволокно (лента) | 240-280 | 3500 | 1,6-1,73 | 1,75 |
| Сетка из углеволокна 5x5 | 230 | 3500 | 1,5-1,8 | 1,8 |
| Сталь | 206 | 250-400 (текучесть) 350-600 (разрыв) | 20-30 | 7,8 |

Расчет при статических нагрузках.

Суть исследования заключалась в изготовлении эталонных (не усиленных) и экспериментальных (усиленных углеволокном) образцов. Ход испытаний проводился по сериям, а изготовленные столбы различались частотой расположения углеволокнистых холстов.

Таблица 2

Сравнительный анализ результатов испытаний кирпичных столбов

| Серия (марка) образца | Размеры поперечного сечения, см | Относительная прочность кладки (%) | |
|------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|-----|
| Эталон | 38x51 | 100 | |
| I-я серия (через ряд) | 38x51 | 240 | |
| II-я серия (через два ряда) | 38x51 | 160 | 166 |
| V-я (через два ряда+шпилька) | 38x77 | 172 | |
| III-я (через четыре ряда) | 38x51 | 133 | |
| IV-я (целиком) | 38x51 | 260 | |

Прочность кладки при сжатии увеличивается с применением углеволокна примерно в 2-2,4 раза (в зависимости от схемы армирования). Максимальные показатели были у образцов, полностью покрытые сетками. Однако в данном случае исключается паропроницаемость кирпичной кладки, а разрушение имеет внезапный характер.

Расчет при динамических нагрузках.

Данные испытания помогли выявить особенности работы кирпичных конструкций (стены), усиленных углеволокнистой тканью, при динамическом нагружении. Сравнение, как и в первом случае, проводилось с результатами испытаний не усиленного образца. Виброплатформа, создающая колебания как в горизонтальном, так и в

вертикальном направлении, воздействовала на два фрагмента кирпичной стены. На каждом режиме статического нагружения образцов (обжатия) осуществлялось несколько режимов динамического нагружения. [4] При уменьшении статических нагрузок на не усиленный элемент стали появляться диагональные трещины, произошло раскрытие горизонтальных швов. На последнем этапе воздействия динамических нагрузок часть образца разрушилась, что объясняется нарушением сцепления между элементами кладки. Эксплуатационная надежность усиленной части стены нарушена не была.

Таким образом, композитная арматура на основе углеродного волокна является одним из наиболее перспективных продуктов для повышения устойчивости, прочности и сейсмостойкости каменных конструкций. Данная технология усиления широко применяется в Европе, однако в России только набирает популярность. Благодаря современным материалам происходит эффективное устранение дефектов и повреждений в строительных конструкциях, обеспечивая безопасную и эксплуатационную надежность кирпичных элементов зданий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Научно-технический отчет по теме исследование влияния холстов из углеволокнистой ткани *ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко*.
2. *Люттов В. Н., Романова Е.О.* Анализ методов и инновационных технологий устройства усиления кирпичных стен и многослойных конструкций композитными материалами [электронный ресурс] http://elib.altstu.ru/journals/Files/pa2017_04_2/pdf/116lutov.pdf
3. *Старцев С.А., Сундукова А.А.* Усиление кирпичной кладки композитными материалами и винтовыми стержнями [электронный ресурс] http://unistroy.spbstu.ru/index_2014_21/2_sundukova_21.pdf
4. *Гасиев А.А.* Сейсмоусиление стен кирпичных зданий внешним армированием на основе углеволокнистой ткани. – Автореф. Дисс. Москва, 2015.
5. СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах.
6. *Тамразян А.Г.* Динамическая устойчивость сжатого железобетонного элемента как вязкоупругого стержня//Вестник МГСУ. 2011. № 1-2. С. 193-196.

ФИБРОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ДЛЯ ОСВОЕНИЯ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА

Фибробетон как материал для конструкций тоннельных обделок широко применяется в течение последних двадцати лет. Дисперсное фибровое армирование позволяет компенсировать главные недостатки бетона - низкую прочность при растяжении и хрупкость разрушения.

Фибробетон применяют для изготовления конструкций, в которых наиболее эффективно могут быть использованы такие его свойства, как повышенная трещиностойкость, ударная прочность, вязкость разрушения, износостойкость, морозостойкость; пониженная усадка и ползучесть; возможность использования более эффективных конструктивных решений.

На данный момент реализованы следующие проекты по подземным тоннелям [1]: тоннели метро в Италии (1992) и Германии (1990-1996); железнодорожные тоннели в Великобритании (2007) и Испании; автодорожные тоннели в России (2012) и Австралии (2011-2014); гидротехнические тоннели в Испании и США (2005 -2012); восточный кабельный тоннель Сиднея, Австралия (2011 -2015); и другие.

В качестве обобщённой характеристики механических свойств сталефибробетона, как и бетона при сжатии принимают диаграмму работы материала при кратковременном сжатии. Результаты испытаний на центральное сжатие призм размером 10 x10 x 40 см, изготовленных из бетона и фибробетона с различным объёмным процентом армирования, приведены на рис.1.

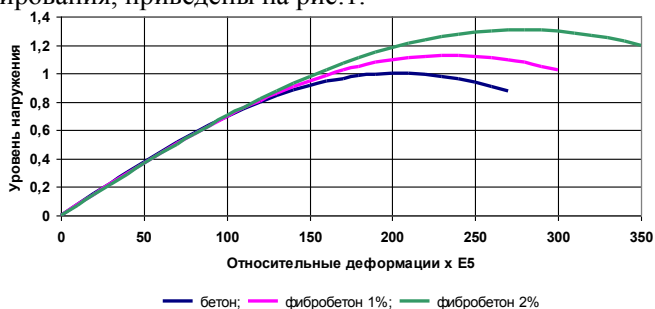


Рис.1. Диаграммы деформирования бетона и фибробетона при сжатии

В качестве аналитической зависимости «напряжения-деформации» при сжатии бетона и фибробетона использовалась зависимость, приведенная в Еврокоде 2:

$$\frac{\sigma_{fb}}{R_{fb}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (1)$$

$$\text{где } \eta = \frac{\varepsilon_{fb}}{\varepsilon_{fb0}}, \quad k = \frac{1,1E_{fb}|\varepsilon_{fb0}|}{R_{fb}}. \quad (2)$$

Схема усилий и эпюра напряжений в нормальном сечении изгибаемого сталефиброжелезобетонного элемента прямоугольного сечения, при его расчете по прочности [2] приведена на рис.2.

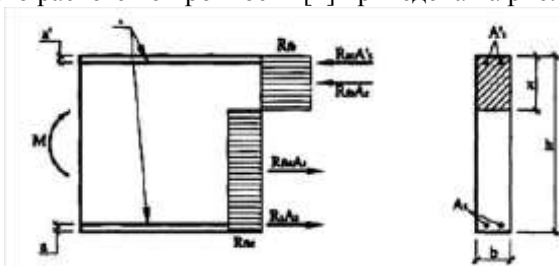


Рис.2. Схема усилий и эпюра напряжений в нормальном сечении.

Расчет по прочности сечений изгибаемых элементов производят из условия:

$$M \leq M_{ult}, \quad (3)$$

где M_{ult} - предельный изгибающий момент, который может воспринять сечение элемента.

Значение предельного изгибающего момента M_{ult} для изгибаемых сталефиброжелезобетонных элементов прямоугольного сечения при выполнении условия $\xi \leq \xi_R$ определяют по формуле:

$$M_{ult} = R_{fb} b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a') - R_{fbt} b (h - x) 0,5(h - x - 2a). \quad (4)$$

Ниже, представлены результаты расчета расчёт обделки автодорожного тоннеля. При этом варьировались класс бетона и расход стальной фибры на один кубический метр бетона [3,4,5].

Эпюра изгибающих моментов в обделке тоннеля, полученная в результате расчета по программному комплексу представлена на рис.3.

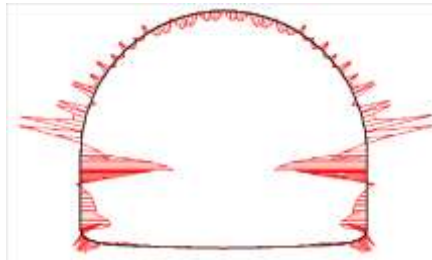


Рис.3. Эпюра изгибающих моментов в обделке тоннеля
Обобщенные результаты расчетов обделки тоннеля при ее толщине 500 мм представлены в таблице.

| Материал обделки тоннеля | Класс бетона | μ_f , % | Арматура класса А400 | N_{ult} , кН |
|--------------------------|--------------|-------------|----------------------|----------------|
| Бетон | В30 | 0 | 5Ø20 А400 | 4725 |
| Фибробетон, 0,75% | В30 | 0,75 | 5Ø20 А400 | 6190 |
| Фибробетон, 1,5% | В30 | 1,5 | 5Ø20 А400 | 6882 |

Анализ полученных результатов показывает, что применение фибробетона, при неизменных толщине обделки 500мм, классе бетона В30 и армировании - Ø20 А400 с шагом 200 мм, увеличивает несущую способность обделки до 46%. Расход фибры при проценте армирования 0,75% и 1,5% соответственно составляет 59 кг/м³ и 118 кг/м³.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Стандарт организации СТО НОСТРОЙ. Освоение подземного пространства. Конструкции транспортных тоннелей из фибробетона. Правила проектирования и производства работ. М., 2013. 205 с.
2. Свод правил СП 52-104-2006 «Сталефибробетонные конструкции». М., 2007. 89 с.
3. *Истомин А.Д.* Влажностные деформации гидротехнических конструкций из модифицированного фибробетона // Вестник МГСУ-2010, № 4, Т. 2. с. 21-24.
4. *Александров Е.Н., Истомин А.Д.* Анализ напряженно деформированного состояния изгибаемых элементов с комбинированным армированием на основе диаграмм деформирования фибробетона // Научное обозрение - 2016, № 4. с. 35-39.
5. *Тамразян А.Г.* К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона//Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7.С.26-27.

ВЛИЯНИЕ ПРОЦЕНТА АРМИРОВАНИЯ НА ДЕСТРУКТИВНЫЕ ПРОЦЕССЫ В БЕТОНЕ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ ЗАМОРАЖИВАНИИ И ОТТАИВАНИИ

Опыты по исследованию влияния циклического замораживания и оттаивания (ЦЗО) на работу бетона и железобетона показывают, что в бетоне при воздействии отрицательных температур наблюдается рост остаточных деформаций в виде деструктивного расширения бетона [1,2,3]. Это связано с увеличением объема воды при ее замерзании в порах бетона. Часть деформаций расширения носит необратимый характер и проявляется в виде остаточных деформаций в оттаявшем бетоне [1]. Величина остаточных деформаций расширения бетона является критерием деструкции бетона при ЦЗО. Например, один из способов определения марки бетона по морозостойкости основывается на определении величины накопленных остаточных деформаций расширения бетона.

На величину остаточных деформаций расширения бетона (деструкции) при ЦЗО в железобетонном элементе существенно влияет процент армирования сечения, вид напряженного состояния бетона (сжатие или растяжение) и уровень напряжений в нем [4]. Арматура замедляет развитие деструктивных процессов в бетоне, а именно уменьшает остаточные деформации его расширения при знакопеременных температурных воздействиях[5].

Для оценки влияния процента армирования на величину остаточных деформаций расширения бетона были проведены исследования с бетонными и железобетонными призмами. В качестве опытных образцов использовались призмы размером 10x10x40 см. При этом варьировался процент армирования от 0% до 3,14%. Призмы армировались четырьмя стержнями класса В500, расположенных по углам поперечного сечения. Защитный слой составлял 10 мм. Диаметр четырех стержней и процент армирования сечения призмы представлены в таблице.

Диаметр арматурного стержня и процент армирования призмы

| | | | | | | | | | |
|------------|---|------|-----|------|------|------|------|------|------|
| d_s , мм | 0 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| μ , % | 0 | 0,28 | 0,5 | 0,78 | 1,13 | 1,54 | 2,01 | 2,54 | 3,14 |

Остаточные деструктивные деформации расширения железобетонных образцов при исчерпании бетоном своей морозостойкости можно записать в виде:

$$\varepsilon_{sb,d} = \gamma_{\mu} \cdot \varepsilon_{b,d}, \quad (1)$$

где γ_{μ} – коэффициент, учитывающий влияние процента армирования на деструкцию бетона при ЦЗО;

$\varepsilon_{b,d}$ – остаточные деформации деструктивного расширения неармированного бетона в ходе ЦЗО.

В результате проведенных исследований получены экспериментальные данные по величине коэффициента, учитывающего влияние на деструкцию бетона при ЦЗО процента армирования (γ_{μ}). На рис.1 представлены данные опытных значений коэффициента γ_{μ} .

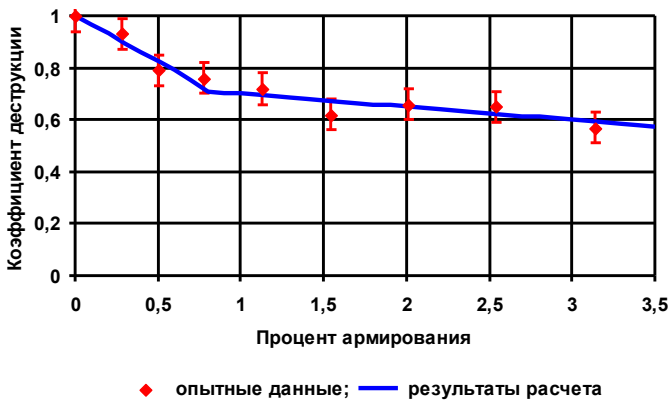


Рис.1. Зависимость коэффициента γ_{μ} от процента армирования

Из приведенных на рис.1 опытных данных видно, что наблюдается две области изменения коэффициента γ_{μ} : при проценте армирования $\mu \leq 0,8\%$ и при $\mu > 0,8\%$. При $\mu \leq 0,8\%$ наблюдается наибольшая скорость уменьшения деструкции бетона ($\gamma_{\mu} / \mu = 0,89$). При $\mu > 0,8\%$ развитие деструктивных процессов в бетоне значительно уменьшается ($\gamma_{\mu} / \mu = 0,07$), то есть скорость развития деструктивных процессов в бетоне уменьшается в 12,7 раз.

По результатам опытных данных методом наименьших квадратов получены две линейные зависимости:

$$\gamma_{\mu} = 1 - 0,35 \cdot \mu \quad \text{при} \quad 0\% \leq \mu \leq 0,8\%, \quad (2)$$

$$\gamma_{\mu} = 0,75 - 0,05 \cdot \mu \quad \text{при } \mu > 0,8\% , \quad (3)$$

где μ – процент армирования нормального сечения призм.

На основании формул (2) и (3) были рассчитаны значения коэффициента деструкции и построен график его зависимости от процента армирования элемента (см. рис. 1).

Анализ полученных результатов показывает, что с увеличением процента армирования деструктивные процессы в бетоне при циклических замораживаниях и оттаиваниях уменьшаются. Наибольшее снижение деструктивных процессов в бетоне железобетонного образца при ЦЗО происходят в интервале процента армирования $0\% \leq \mu \leq 0,8\%$, на котором скорость уменьшения деструкции бетона составила $\gamma_{\mu} / \mu = 0,89$. При $\mu > 0,8\%$ развитии деструктивных процессов в бетоне существенно уменьшается, скорость деструктивных процессов в бетоне составила $\gamma_{\mu} / \mu = 0,07$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Истомин А. Д., Александров Е.Н.* Влияние массивности конструкций на температурные деформации бетона при циклическом замораживании и оттаивании // Наука и техника в дорожной отрасли, 2018. №1. С. 31-32.
2. *Истомин А.Д., Александров Е.Н., Огуцова Л.П.* Влияние способа водонасыщения бетона и отрицательной температуры на его деформативно-прочностные характеристики// Наука и техника в дорожной отрасли, 2018. №4. С. 40-42.
3. *Истомин А. Д.* Экспериментальные деформации ползучести бетона при сжатии в условиях малоциклового силового и температурного нагружения // Вестник МГСУ, № 2, Т. 1, 2011. с. 142-144.
4. *Истомин А.Д., Беликов Н.А.* Зависимость границ микротрещинообразования бетона от его прочности и вида напряжённого состояния // Вестник МГСУ № 2, Т. 1, 2011. с. 159-162.
5. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.* Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ// Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

ДЛИНА АНКЕРОВКИ АРМАТУРЫ ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ НОРМАМ И ЕВРОКОДУ 2

Любое строительство, в котором используются железобетонные конструкции, безусловно, предполагает наличие участков, в которых элементы конструкции (перекрытия, колонны, несущие стены и т.д.) соединяются между собой. В этих местах оставляют арматурные выпуски (прямые или загнутые), устанавливают закладные детали ("П-образные", "Г-образные"), устанавливают дополнительную поперечную арматуру, с последующим бетонированием. Все это делается для усиления "узлов" соединения железобетонных элементов.

В разных странах расчет длины анкеровки различен. В РФ считают по СП [1], в странах ЕС по ЕВРОКОДУ [2,3,4].

СП: $l_{an} = \alpha * l_{0,an} * A_{s,cal} / A_{s,ef}$, где $l_{0,an} = R_s * A_s / R_{boud} * u_s$.

- α - коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки.

- $l_{0,an}$ - базовая длина анкеровки.

- $A_{s,cal}, A_{s,ef}$ - площади поперечного сечения арматуры, требуемая по расчету и фактически установленная соответственно.

ЕВРОКОД: $l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$, где $l_{b,rqd} = D * \sigma_{sd} / 4 * f_{bd}$.

- α_1 - коэффициент для учета влияния формы стержней при достаточной защитном слое.

- α_2 - коэффициент для учета влияния минимальной толщины защитного слоя бетона.

- α_3 - коэффициент для учета влияния усиления поперечной арматурой.

- α_4 - коэффициент для учета влияния приваренных поперечных стержней вдоль расчетной длины анкеровки.

- α_5 - коэффициент для учета влияния поперечного давления плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки.

- $l_{b,min}$ - минимальная длина анкеровки.

- σ_{sd} - расчетное напряжение в сечении, где измеряется величина анкерующего усилия.

- f_{bd} - расчетное значение предельного напряжения сцепления для стержней.

Здесь видна разность подходов при расчете длины анкеровки; в Еврокоде в основном используют коэффициенты (учет влияния минимальной толщины, учет поперечного давления плоскости

раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки и т.д.)[6,7]. В то время как в СП [1] большая часть переменных это фактические данные[1,5]. Ниже представлен график зависимости длины анкеровки от диаметра арматурных стержней.

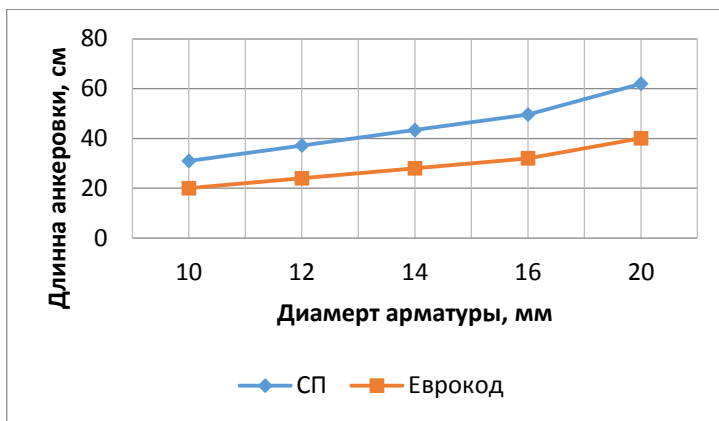


Рис. 1 Зависимость длины анкеровки от диаметра арматуры.

На рис. 1 отчетливо видно, что расчет по Еврокоду [2] нацелен больше на "экономия металла", нежели чем расчет по СП [1]. Так на отметке диаметра арматуры в 10 мм длина анкеровки рассчитанная по СП [1] отличается от длины анкеровки рассчитанной по Еврокоду [2] на 54%; на отметке в 12 мм - на 54%; на отметке в 14 мм - на 54%; на отметке в 16 мм - на 54%; на отметке в 20 мм - на 54%.

Исходя из этих данных можно проследить закономерность изменения значений разности полученных результатов расчета по разным методикам, его нет. Ниже, на рис. 2 для наглядности представлен график зависимости отношения полученных результатов длин анкеровки от диаметра арматуры в процентном соотношении.

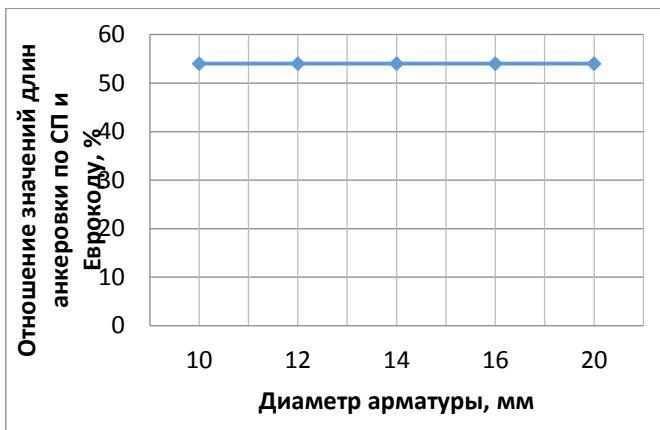


Рис. 2 Зависимость отношения полученных результатов длин анкеровки от диаметра арматуры.

Анализ результатов показывает, что длина анкеровки арматуры диаметром 10мм...20мм, рассчитанная по СП 63.13330 [1] больше длины анкеровки, рассчитанной по Eurocode2 [2] на 54%.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции // Основные положения [Текст]. – М., 2012. – 156 с.
2. EN 1992-1-1: 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures // Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels. 2004. – 226 p.
3. Алмазов В.О. Проектирование железобетонных конструкций по Евраонормам [Текст]. М.: АСВ, 2011. 215с.
4. Биби Э.В. Проектирование ж Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: Проектирование железобетонных конструкций [Текст] / Э.В. Биби, Р.С. Нараянан, М.: МГСУ, 2013. 292с.
5. Истомин А.Д. Прогиб и ширина раскрытия трещин железобетонной балки по отечественным нормам и Еврокоду 2 // Строительство и реконструкция, № 1 (75), 2018. С. 31-37.
7. Тамразян А.Г., Фаликман В.Р. Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.
7. Тамразян А.Г., Орлова М.А. К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами// Жилищное строительство. 2015. № 6. С. 32-34.

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ В МЕСТАХ ВЫПОЛНЯЕМЫХ ПРОЕМОВ КОМПОЗИТНЫМИ МАТЕРИАЛАМИ НА ОСНОВЕ УГЛЕВОЛОКНА

В современном мире достаточно быстро меняются как технологии производственных процессов, так и архитектурно-планировочные решения. При этом, как правило, необходимо вносить изменения в несущий каркас существующего здания. Одним из таких изменений является необходимость устройства проемов в перекрытия. Проемы не затрагивающие рабочее армирование выполняются без усиления плиты перекрытия, при разрезке рабочей арматуры требуются компенсирующие мероприятия[1,2]. Вариантом усиления перекрытия в месте устройства проема является монтаж системы внешнего армирования на основе углеродных волокон – современный, надежный метод усиления [3].

Неоспоримым плюсом использования углеволокна является универсальность в применении: они подходят для усиления, ремонта, восстановления зданий и сооружений различного назначения;

- высокая предельная прочность на разрыв;
- отсутствие коррозии;
- высокий предел выносливости;
- низкий вес (неувеличение веса конструкции);
- линейно-упругие до разрушения;
- легкий монтаж;



Рис. 1.
Углеволокно

В настоящее время существует много разновидностей материалов для систем внешнего армирования см.(рис.1). В качестве усиливающих элементов применяются однонаправленные и двунаправленные углеродные ленты, нетканые однонаправленные ленты из плетеных волокон, сетки, композитные ламели, анкерные жгуты, мультиаксиальные ткани или их части из углеродных волокон различных геометрических размеров, предназначенные для наклейки на основание железобетонных конструкций[4,5].

Одним из примеров такого вида работ является устройство проемов в монолитных железобетонных перекрытиях одного из строений «Москва-Сити». На основании выполненных расчетов пространственной модели здания, в зоне устройства отверстий в перекрытиях имеет дефицит существующего армирования (пример одного из отверстий см. рис. 2).

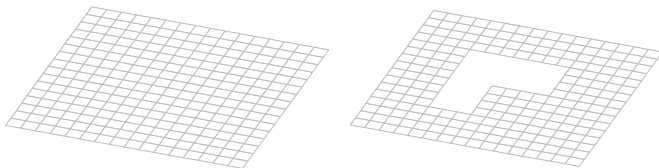


Рис. 2. Изополя напряжений

Дефицит несущей способности в диапазоне 5-27%. По результатам вариантного проектирования было выбрано следующее решение:

- расчетное усиление углепластиковыми ламелями CarbonWrap® Lamel HS

- анкеровка, усиление узлов ленты на основе углеродных волокон CarbonWrap 530/150, а так же анкерных жгутов CarbonWrap anchor12.

Разработанная система усиления путем монтажа системы внешнего армирования композитными материалами обеспечивает включение в работу составных частей системы и их совместную работу с

уси
лив
аем
ой
кон
стр
укц
ией.
С
цел
ью
обе



Рис. 3. Схема усиления проема в большепролетном перекрытии для пропуска инженерных коммуникаций

спечения пожарной безопасности и защиты от повреждений композитных материалов системы внешнего армирования, было предусмотрено устройство защитного слоя из специальных огнеупорных составов, огнезащитной штукатурки «НЕОСПРЕЙ» толщиной 25 мм (обеспечение требуемого уровня огнестойкости конструкции перекрытия с системой внешнего армирования).

При производстве работ (рис. 3) перекрытие поддерживалось временными телескопическими стойками. В местах прорезки проемов возникают краевые напряжения, происходит перераспределение усилий в перекрытии. Для компенсации развития этих напряжений были использованы сетки, которые наклеивали по форме отверстия. В последствии их оклеивают углепластиковыми ламелями для компенсации прогибов в плите и восприятия расчетных нагрузок с учетом вырезанной арматуры.

Таким образом, по результатам проведенных работ по устройству проемов в перекрытии существующего здания можно сделать следующие выводы:

- система внешнего армирования на основе углеродных волокон является наиболее оптимальным решением по усилению существующих перекрытий в зоне выполнения проемов;
- при применении углеродных ламелей рекомендуется учитывать узлы их пересечения, а именно увеличение толщины клеевого слоя верхних элементов;
- проектирование данного метода усиления, а также производство работ менее трудозатратные по отношению к традиционным методам усиления (набетонкой, подведением стальных разгружающих конструкций).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ACI 440.2R-17. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures
2. *Польской П. П., Георгиев С. В., Михмуб Ахмад.* Методики усиления композитными материалами и испытания железобетонных элементов.
3. *Польской П. П., Маилян Д. Р.* Универсальный метод подбора композитной арматуры для изгибаемых элементов.
4. *Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В.* Исследование работы анкеров из углеродных жгутов для усиления железобетонных конструкций и разработка общих правил проектирования // Вестник НИЦ «Строительство». – 2017. – №4(15). – С. 28-36.
5. *Tamrazyan A.G.* Calculation of reinforced concrete plates with hole at long-term loading//В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 21, Construction - The Formation of Living Environment. 2018. С. 052021.

ВЛИЯНИЕ РАЗНОСТИ КЛТР БЕТОНА И АРМАТУРЫ НА РАБОТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ

На необходимость учета напряжений и деформаций, возникающих в результате неравенства коэффициентов линейных температурных расширений (КЛТР) бетона и арматуры, указывается в работах [1,2,3].

Температурные деформации характеризуются коэффициентом температурных деформаций

$$\alpha_b = \varepsilon_T / \Delta T . \quad (1)$$

Нормы рекомендуют принимать значение КЛТР равным $1 \cdot 10^{-5}$ град⁻¹ на температурном интервале $-40^{\circ}\text{C} \dots +50^{\circ}\text{C}$. На величину коэффициента температурных деформаций и соответственно свободных температурных деформаций бетона при отрицательных температурах оказывает влияние ряд факторов: степень водонасыщения бетона, объем и вид пор, вид цемента и крупного заполнителя, условия твердения бетона, количество циклов замораживания-оттаивания. При этом определяющим является степень водонасыщения бетона, то есть его влажность [2,4].

Цель исследований – оценка влияния разности КЛТР бетона и арматуры на напряжения в арматуре железобетонной балки.

В качестве опытных бетонных образцов использовались стандартные бетонные призмы с размером $10 \cdot 10 \cdot 40$ см. На них определялись свободные температурные деформации бетона.

Методика исследований КЛТР заключалась в следующем. Бетонные призмы оборудовались индикатором часового типа с ценой деления 0.001 мм на базе 300 мм и помещались в термокамеру при температуре воздуха 20°C . Затем температура понижалась ступенями через 10°C до -50°C . На каждой ступени призмы выдерживались 20 минут до полного выравнивания температуры по сечению образцов. Производилось измерение температурных деформаций.

Железобетонные опытные образцы представляли собой железобетонные балки прямоугольного сечения с размерами $10 \cdot 20$ см и длиной 220 см. Балки армировались пространственным вязаным каркасом. В растянутой зоне каркас имел два стержня диаметром 12 мм из арматурной стали класса А400. В образцах – балках измерялись деформации рабочей арматуры при отсутствии силовой нагрузки.

На рис.1 приведены опытные данные по стесненным температурным деформации арматуры в железобетонной балке, возникающих из-за разности КЛТР бетона и арматуры.

Здесь же представлены стесненные температурные деформации арматуры в железобетонной балке, возникающие из-за разности КЛТР бетона и арматуры, вычисленные по формуле:

$$\varepsilon_{\Delta\alpha} = (\alpha_s - \alpha_b) \cdot \Delta T \cdot \alpha \cdot \mu_s \left(12 \frac{e_0^2}{h^2} + 1 \right) \quad (2)$$

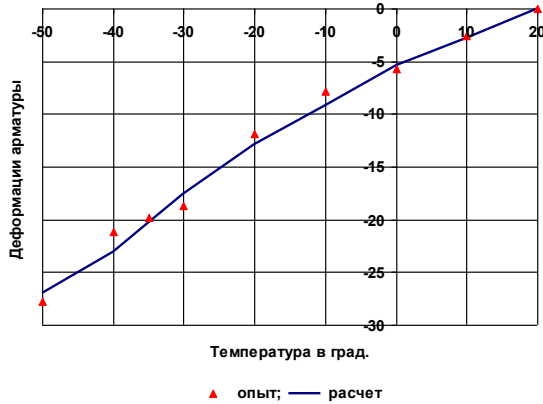


Рис.1. Стесненные температурные деформации арматуры в железобетонной балке

В таблице 1 и на рис.2 представлены возникающие напряжения в арматуре железобетонной балки из-за разности коэффициентов КЛТР бетона и арматуры при понижении температуры до -50°C .

При понижении температуры -50°C напряжения в арматуре из-за разности КЛТР бетона и арматуры, полученные в опытах и рассчитанные по СП, соответственно составили 55 МПа и 28 МПа, то есть различаются на 96%.

Таблица 1

Деформации и напряжения в арматуре балки из-за разности КЛТР бетона и арматуры

| | $T^{\circ}\text{C}$ | 0 | -10 | -20 | -30 | -50 |
|------------|-------------------------|----|-----|-----|-----|-----|
| Опыт | $\sigma_{s,T}$ | 11 | 16 | 24 | 37 | 55 |
| Расчет | $\sigma_{s,T}$ | 11 | 18 | 26 | 35 | 54 |
| Отклонение | $\Delta\sigma_{s,T},\%$ | -6 | 17 | 8 | -6 | -3 |

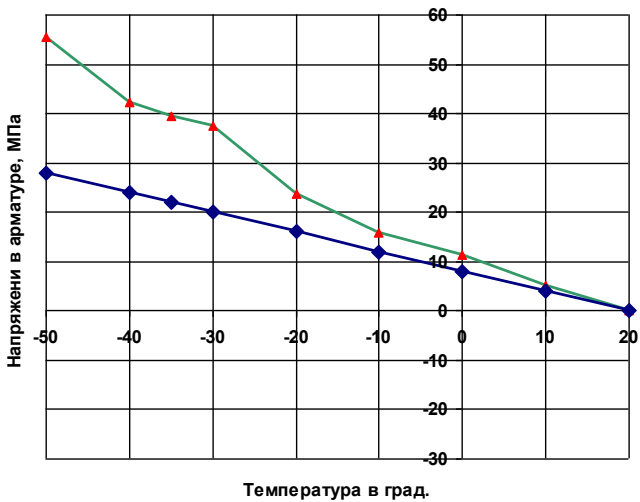


Рис.2. Напряжения в арматуре железобетонной балке из-за КЛТР бетона и арматуры.

Таким образом, для оценки напряженного состояния железобетонных элементов, работающих в условиях отрицательных температур, необходимо учитывать напряжения в арматуре, возникающие из-за разности КЛТР бетона и арматуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Истомин А.Д., Кудрявцев А.В. Работа статически неопределимых железобетонных элементов в условиях отрицательных температур // Промышленное и гражданское строительство, 2016. № 7. С.51-55.
2. Истомин А.Д. и др. Влияние способа водонасыщения бетона и отрицательной температуры на его деформативно-прочностные характеристики//Наука и техника в дорожной отрасли, 2018. №4.С.40-42.
3. Тамразян А.Г. К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона// Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26-27.
4. Истомин А.Д., Александров Е.Н. Влияние массивности конструкций на температурные деформации бетона при циклическом замораживании и оттаивании // Наука и техника в дорожной отрасли, 2018. № 1. С.31-32.

СЕКЦИЯ СОВРЕМЕННЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Студентка магистратуры 2 года обучения 2 группы ИСА **Жукова Л.И.**
Научный руководитель - проф., д-р техн. наук, проф. **А.Г. Тамразян**

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ КОРРОЗИОННЫХ ПОВРЕЖДЕНИЯХ

Основная задача расчета конструкций на надежность состоит в установлении вероятности того, что в течение заданной продолжительности эксплуатации здания или сооружения элементы и системы не окажутся в предельных состояниях. Поэтому основным показателем надежности элементов является вероятность их работоспособности, характеризующей безопасность и эксплуатационную пригодность конструкций в течение заданного времени [1-6].

Предлагается для оценки надежности железобетонной плиты перекрытия при хлоридной коррозии использовать метод Байеса, применяемый в теории надежности. Формула Байеса записывается:

$$P(A_i/B) = \frac{P(B/A_i)P(A_i)}{\sum_{i=1}^{\infty} P(B/A_i)P(A_i)}, \quad (1)$$

где $P(A_i)$ - априорная вероятность гипотезы А;

$P(B/A_i)$ - вероятность гипотезы А при наступлении события В (апостериорная вероятность);

$P(B/A_i)$ - вероятность наступления события В при истинности гипотезы А;

Рассмотрим расчет безбалочной плиты по данной методике. Плита подвергается воздействию хлорида сверху и снизу. Из-за различных воздействий мы разделяем плиту на 3 сегмента, показанных на рисунке 1.

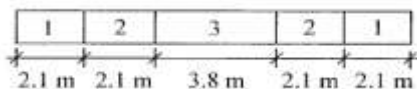


Рис. 1. Разбиение плиты на сегменты

Принимая во внимание различные методы проверки конструкции, рассматриваются три различных набора данных испытаний, которые перечислены в таблице 1. Эти данные выбираются по результатам эмпирических исследований.

Рассмотрим конкретное структурное ограничение для конкретного сегмента, содержащего 1 «элементы», такие как арматурные стержни. Предположим, что вероятность отказа P_f в момент времени t определяется как:

$$P_f(t) = P(g(Y, X_1(t), \dots, X_i(t), \dots, X_l(t)) < 0) \quad (i = 1, \dots, l). \quad (2)$$

тогда надежность относительно этого предельного состояния зависит от 1 случайной величины $X_i(t)$ на каждом из элементов, принадлежащих сегменту. Другими словами, неопределенность, связанная с пространственным изменением процесса разрушения, явно учитывается в предельном состоянии.

Таблица 1

Результаты эмпирических данных

| | | Сегмент 1 | Сегмент 2 | Сегмент 3 |
|-----------------|---|--|---|---|
| Данные набора 1 | Коэф. диффузии (мм ² /год) измерено через 10 лет | 9.8 65 89 99 120 | 11 65 67 89 131 | 7.8 8.2 41 77 117 |
| | Плотность тока (мА/см) измерено через 20 лет | 1.2 1.3 2 3.5 4.2 | 0.9 1.1 1.7 2.4 5.1 | 0.3 0.6 1.5 2.5 3.9 |
| Данные набора 2 | Коэф. диффузии (мм ² /год) измерено через 10 лет | 25 45 56 62 72 76 86 112 129 134 | 35 40 45 60 65 81 89 120 134 156 | 30 46 63 77 80 84 96 116 142 148 |
| | Плотность тока (мА/см ²) измерено через 20 лет | 1.5 2.5 3 3.5 4.3 5.2 5.4 6 6.5 7.3 | 1.2 2.3 3.2 3.4 4.3 4.6 5.1 5.5 5.8 6.2 | 0.7 2.1 2.8 3 3.3 3.5 4. 4.5 5.4 5.9 |
| Данные набора 3 | Коррозийные состояния. Измерено через 10 лет | 0 1 3 6 | 0 0 5 5 | 0 1 5 4 |

На практике зависимость функции предельного состояния от различных переменных ухудшения $X_i(t)$ обычно можно суммировать с помощью их максимума, минимума, среднего значения или суммы. Например, если $X_i(t)$ представляет чистую потерю стальной площади на арматуре, то сумма всех значений l представляет общую потерю стальной площади в момент времени t , которая напрямую связана с вероятностью отказа для предельного состояния изгиба при изгибе железобетонной секции.

Уровни безопасности могут быть выражены по вероятности отказа P_f . Альтернативной мерой надежности является индекс надежности β

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f), \quad (3)$$

где Φ^{-1} - кумулятивная функция распределения стандартной нормальной случайной величины.

Рисунок 2 иллюстрирует, как метод может быть легко интегрирован в модели ухудшения и ограничения состояния оценки износа, чтобы дать анализ надежности конструкции. На основании результатов анализа могут быть разработаны оптимальные планы осмотра или ремонта.

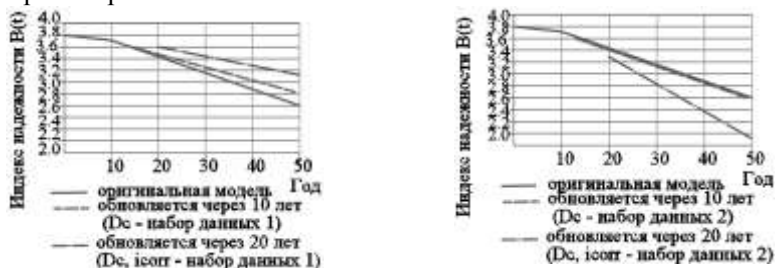


Рис. 2. Обновление индекса надежности с использованием набора данных 1 и 2

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тамразян А.Г. Расчет элементов конструкций при заданной надежности и нормальном распределении нагрузки и несущей способности. Вестник МГСУ. 2012. № 10. С. 109-115.

2. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки. Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30-32.

3. Tamrazyan A., Popov D. Reduce of bearing strength of the bent reinforce-concrete elements on a sloping section with the corrosive damage of transversal armature. В сборнике: MATEC Web of Conferences 26. Сер. "RSP 2017 - 26th R-S-P Seminar 2017 Theoretical Foundation of Civil Engineering" 2017. С. 00162.

4. Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G. The effect of reinforcement corrosion on the adhesion between reinforcement and concrete. Инженерно-строительный журнал. 2018. № 4 (80). С. 128-137.

5. Тамразян А.Г. Особенности работы высотных зданий//Жилищное строительство. 2004. № 3. С. 19-20.

6. Тамразян А.Г. К оценке риска чрезвычайных ситуаций по основным признакам его проявления на сооружение//Бетон и железобетон. 2001. № 5. С. 8-10.

АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДИК РАСЧЕТА ПРИ УСИЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ УГЛЕРОДНЫМИ ЛАМЕЛЯМИ ТОЛЩИНОЙ БОЛЕЕ 2 ММ

Система внешнего армирования на основе углеродных волокон при усилении железобетонных элементов применяется не одно десятилетие, в месте с тем, количество вопросов связанных с расчетом усиления остается достаточно большим. Один из таких вопросов связан с тем, что существующие методики расчета в значительной степени основаны на эмпирических зависимостях, полученных по результатам экспериментальных исследований. При этом приняты значительные унификации и упрощения. Так, например, при расчете нормальных сечений изгибаемых железобетонных сечений, применяемый в качестве внешнего армирования вид материала (ленты, ламели, сетки) фактически не меняет методику расчета, ограничиваясь только специальными коэффициентами [3,4]. В этой связи логично предположить, что методика расчета разработана по наименее прочному материалу, а применение остальных материалов подразумевает большие коэффициенты надежности [5-7]. В силу того, что имеются результаты сопоставления расчетов с экспериментальными данными для углеродных лент и тканей, настоящие исследования посвящены анализу результатов расчета по действующим методикам нормальных сечений изгибаемых элементов при усилении углеродными ламелями.

Расчетная схема нормального сечения представлена на рис. 1.

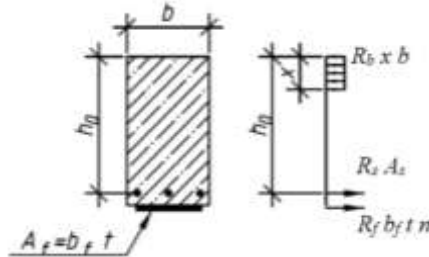


Рис. 1. Расчетная схема усиленного внешним армированием нормального сечения

По действующим методикам расчета, несущая способность нормального сечения определяется по формуле 1 и 2.

$$M_{ult} = \sigma_s \cdot A_s \cdot (h_0 - a_c) + \sigma_f \cdot A_f \cdot (h - a_c) \quad (1)$$

$$\sigma_s \cdot A_s + \sigma_f \cdot A_f = \sigma_{sc} \cdot A'_s + \sigma_b \cdot b \cdot x \quad (2)$$

Расчетное сопротивление внешнего армирования определяется по формуле 3 с учетом ограничения предельной деформации по зависимости 4.

$$R_f = \frac{\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot R_{f,n}}{\gamma_f}, \quad (3)$$

$$\varepsilon_{f,u} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{R_b}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0,9 \cdot \varepsilon_f \quad (4)$$

Учет того или иного материала заключается только в выборе коэффициента, который отличается для тканей и ламелей не более 10%. На основании ранее проведенных экспериментальных исследований (рис.2), а также проведенного анализа несущей способности составлена таблица 1.



Рис. 2. Схема проведения испытаний

Таблица 1.

Результаты сопоставительного анализа несущей способности усиленного нормального сечения по результатам экспериментальных исследований и расчетов по действующим методикам.

| № п/п 1 | Описание образца | Описание усиления | Несущая способность, изгибающий момент, М, кН*м | | Запас несущей способности, % |
|------------|--|-------------------------------|---|-------------|------------------------------|
| | | | Расчет | Эксперимент | |
| 1. | Железобетонная балка, бетон В15, сечений 150x300 (h) | Ламель Carbonwrap Lamel 12/50 | 23,70 | 42,39 | 78,8 |
| 2. | | | 41,79 | 46,2 | 10,55 |
| 3. | | | 42,9 | 50,14 | 16,87 |
| 4. | | | 48,3 | 57,75 | 19,57 |
| 5. | | | 42,9 | 48,69 | 13,5 |
| 6. | Железобетонная балка, бетон В25, сечений 250x220 (h) | Ламель Carbonwrap Lamel 12/50 | 49,5 | 55,25 | 11,6 |
| 7. | | | 36,4 | 65,03 | 78,65 |
| 8. | | | 37,8 | 68,0 | 79,9 |

Анализ полученных результатов:

Существующие методики [1,2] более ориентированы на расчет усиления нормального сечения углеродными лентами и холстами. При расчете усиления нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов внешним армированием в виде углеродных ламелей, как правило, получается большой запас несущей способности (до 80%).

Также необходимо отметить, что применяемые в настоящий момент методики расчета не учитывают анкеровку системы внешнего армирования. Именно этим, в первую очередь можно объяснить такие завышенные значения коэффициентов запаса несущей способности, т.к. при ограничении величины предельной деформации внешнего армирования учитываются только силы сцепления внешнего армирования без учета анкерочных элементов. В данном случае необходимо отметить, что учет в расчете анкерующих устройств потребует полного пересмотра методики определения напряжений в системе внешнего армирования.

Вместе с тем, существующие методики расчета повышения несущей способности нормальных сечений при усилении изгибаемых элементов системами внешнего армирования на основе углеродных волокон применимы и надежны.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования.
2. СТО-38276489.001-2017. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Проектирование и технология производства работ.
3. *Мухамедиев Т.А., Иванов С.И., Фаткуллин Н.В.* Расчет по прочности наклонных сечений железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами. Бетон и железобетон, 4. С.12-14, 2013.
4. *Motavalli, M., Czaderski, C. and Pfyl-Lang, K.* Prestressed CFRP for strengthening of reinforced concrete structures: recent developments at EMPA. Switzerland. Journal of Composites for Construction, 15, 194-205. 2011.
5. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон: проблемы и перспективы//Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.
6. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон - взгляд в будущее//Вестник МГСУ. 2014. № 4. С. 181-189.
7. *Тамразян А.Г., Федорова Н.В.* Оценка надежности железобетонных конструкций, усиленных углепластиковым внешним армированием//Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2016. № 6 (366). С. 226-231.

ОСОБЕННОСТИ МЕХАНИЗМА АНКЕРОВКИ АРМАТУРЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ В БЕТОННЫХ СМЕСЯХ С РАЗЛИЧНОЙ ПОДВИЖНОСТЬЮ

С самого начала развития бетонных работ в России широко применялись жесткие бетонные смеси (или как их называли «трамбованные» бетоны).

В данный момент популярность и объёмы производимых железобетонных конструкций с использованием жёстких бетонных смесей неукоснительно растут. Помимо самих жестких бетонных смесей развитие идёт и в химической промышленности по изготовлению и производству специальных добавок способных коренным образом изменять структуры бетонных смесей.

Развитие технологий производства на предприятиях по производству бетона, а именно появление возможности с помощью модификаторов менять свойства бетона (подвижности бетонной смеси) должно было послужить поводом к пересмотру расчёта анкеровки арматуры.

Обратимся к расчёту величины базовой длины анкеровки по действующим нормам (СП 63.13330.2012 п. 10.3.24 [1]) производящийся по формуле (1):

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} \quad (1)$$

Все величины, входящие в формулу, зависят только от физико-механических свойств арматуры и бетона, но не зависят от макроструктуры и макропористости бетона, напрямую связанной с подвижностью бетонной смеси [2,7, 8,9].

Влияние макроструктуры бетона оказывает огромное воздействие на контакт между арматурой и бетоном, увеличивая или уменьшая поверхность контакта, что напрямую сказывается на силах сцепления по всей длине анкеруемого арматурного стержня.

Для построения объективной теории влияния подвижности бетонной смеси на анкеровку арматуры требуется разобрать весь цикл получения железобетонной конструкции, начиная от химических процессов, происходящих при структурообразовании бетона [3, 4] и заканчивая технологическими аспектами проведения монолитных работ.

В подробном исследовании образцов цементных камней сравнивалось структурообразование обычных бетонных смесей и модифицированных бетонных смесей [5]. Важные различия были обнаружены как на фотографиях микроструктуры цементного камня,

так и в химическом составе образцов на ранних стадиях твердения рис. 1.

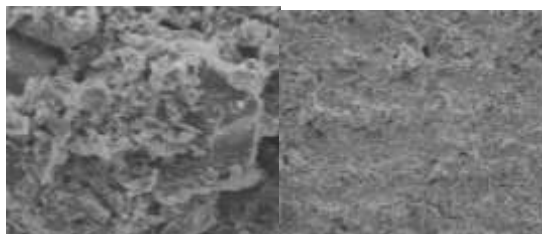


Рис. 1. Микроструктура цементного камня из жёстких и подвижных бетонных смесей.

По данным макро- и микрофотографиям были хорошо различимы отличия в размерах пустот, но для их точного определения требовались дополнительные эксперименты и исследования.

Результаты экспериментов австрийского учёного и коллег из МГСУ были использованы для получения табличных зависимостей распределения размеров, процентных соотношений, количества пор и их вероятностных распределений по телу цементного камня с учётом В/Ц соотношения, температуры и типа органоминерального модификатора [6].

Полученные данные были проанализированы и использованы с целью получения статистической вероятности попадания данных микропор на поверхность контакта «бетон-арматура» и получения прямой формульной зависимости данного факта с целью определения, а какой действительно процент площади арматурного стержня взаимодействует с бетоном и как изменяется данная величина с изменением диаметра арматуры и жесткости бетонной смеси.

Результаты исследований можно привести в тезисах:

1. В связи с увеличением жесткости бетонной смеси количество и размер макропор увеличивается и находится в гиперболической зависимости от подвижности смеси;

2. Увеличение диаметра арматурного проката приводит к увеличению попадания макропор на поверхность контакта с параболической зависимостью;

3. Органоминеральные модификаторы практически на 25 % уменьшают объёмную пористость;

4. Органоминеральные модификаторы также уменьшают и размер пор, особенно опасных крупных (300-500 мкм) в 2-3 раза;

5. Это приводит к уменьшению вероятности их попадания в зону контакта с арматурным стержнем в 8-30 раз;

6. Модификаторов в жёстких бетонных смесях может уменьшить величину анкеровки арматуры периодического профиля порядка 10-15% от заявленной в СП 63.13330.2012 базовой длины.

Новая модель расчёта, учитывающая экспериментальные данные и математический аппарат расчёта, основанный на расчёте интеграла по площади контакта арматуры и вероятности попадания по этой площади макропор, обладает важными преимуществами:

- Лёгкая численная реализация;
- Простые механики расчёта анкеровки арматуры.

Новый механизм расчёта величины анкеровки арматуры нацелен на снижение расхода арматурного проката периодического профиля.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2, 3). М.: ГУП "НИИЖБ", ФГУП ЦПП, 2013.

2. Зуев, И.А. Влияние степени подвижности бетонной смеси на величину анкеровки арматуры периодического профиля. /И.А. Зуев// Дни студенческой науки. — 2018. — С. 788-790.

3. Баженов, Ю.М. Технология бетона. Учеб. пособие для технол. спец. строит. вузов. — 2-е изд., перераб. / Ю.М. Баженов — М.: Высш. шк. — 1987. — 415 с.

4. Макридин, Н. И. Структурообразование и конструкционная прочность цементных композитов: монография / Н. И. Макридин, Е. В. Королев, И. Н. Максимова. — М. : Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2013. — 152 с.

5. Коваленко, В.В. Структурообразование в модифицированных бетонах. Наука и прогресс транспорта. Вестник Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта. /В.В. Коваленко// — 2012. — № 41. — С. 157-163.

6. Соловьев, В.И. Исследование пористости цементного камня, модифицированного комплексными органоминеральными модификаторами. /В. И. Соловьев, Ткач Е.В., Серова Р.Ф. и др.// Фундаментальные исследования. — 2014. — № 8. — С. 590-595.

7. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном / М.М. Холмянский // М.: Стройиздат. – 1981. – 184 с.

8. Бедарев В.В. Общая теория сцепления и анкеровки арматуры периодического профиля в бетоне: монография / В.В. Бедарев, Н.В. Бедарев, А.В. Бедарев // Новокузнецк, Изд. Центр СибГИУ, 2014. – 160 с.

9. Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G. The effect of reinforcement corrosion on the adhesion between reinforcement and concrete//Инженерно-строительный журнал. 2018. № 4 (80). С. 128-137.

АНАЛИЗ ПРИМЕНЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНОГО АРМИРОВАНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ ПРИ ВОСПРИЯТИИ ИМИ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК

При увеличении высоты здания необходимо выбрать наиболее экономичный и эффективный способ сопротивляемости горизонтальным и вертикальным нагрузкам. Для восприятия ветровых нагрузок высотных зданий следует использовать дополнительное армирование, что приводит к увеличению сечения несущих конструкций.

Строительство высотных зданий считается наиболее сложным в мире и ряд основных решений по их проектированию принимаются международными организациями инженеров и архитекторов. Согласно международной классификации, высотными считаются здания, свыше 100м.[1]

Для несущих конструкций высотных зданий применяют бетон класса по прочности на сжатие в нижних этажах В50 и В75, в остальных не менее В30.

При проектировании высотных зданий возможно увеличение размеров сечений несущих конструкций по высоте.

Снижение ветрового давления от ветровых нагрузок можно добиться изменением конфигурации здания в плане. При этом увеличивается сопротивляемость и жесткость конструктивной системы здания. Чаще всего используется симметричная конфигурация здания [5].

Для высотных зданий с несимметричной формой в плане, а также в тех случаях, когда центр масс типовых этажей не совпадает с их центром жесткости, возможно появление аэродинамических колебаний типа дивергенции, что увеличивает риск потери несущей способности конструкций [3].

Многочисленные зарубежные исследования, выполненные продуванием моделей в аэродинамических трубах и компьютерной симуляцией с помощью программного обеспечения,

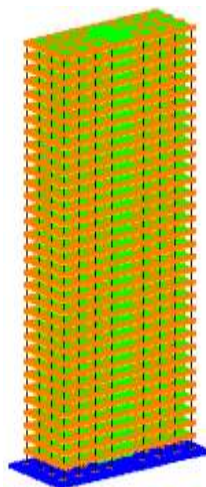


Рис. 1. Расчетная модель здания высотой 100 м

показали, что оптимальной формой плана высотного здания является круг или фигура, близкая по форме к кругу [6-8].

Эллиптическая и квадратная формы хотя и уступают круглой, но также обеспечивают достаточную сопротивляемость здания горизонтальным нагрузкам. В качестве примеров можно привести здания: Абсолют в г. Торонто (Канада), Лахта Центр в г. Санкт-Петербург (Россия), Башня LotteWold в г. Сеуле (Корея). [2]

В проведенном нами исследовании выполнен анализ напряженно-деформированного состояния (НДС) здания высотой 100 метров, с учетом ветровой нагрузки и без неё. Расчетная модель изображена на рис.1. Расчет выполнялся в программном комплексе ЛИРА САПР. При расчете плиты перекрытия предварительно задаются характеристики бетона и арматуры: бетон – не менее В30, арматура 4Ø10 А500С [4].

Ветровая и пульсационная нагрузка была приложена на боковую поверхность здания. Учитывался район г. Москвы.

На рис. 2 изображены изополя изгибающих моментов M_x и площадь сечения продольной арматуры ($см^2$) на 1 п.м в плитах перекрытия 10-го этажа, с учетом ветровой нагрузки.

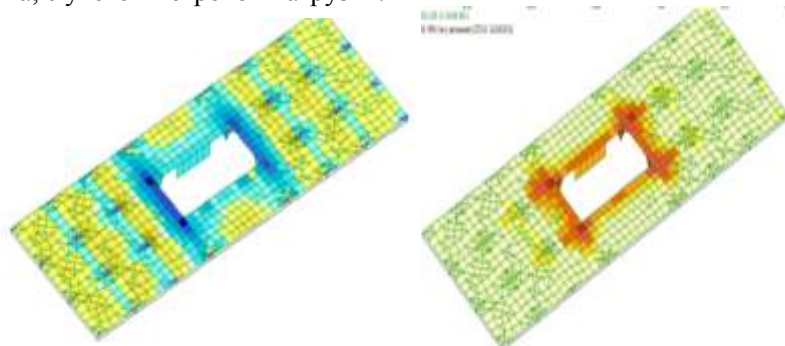


Рис.2 Изополя M_x и армирование плиты перекрытия 10-го этажа

Сравнение результатов расчетов и подбора армирования дано в таблице 1.

Таблица 1.

| Сравниваемые параметры | Вариант №1 без учета ветровой нагрузки | Вариант №2 с учетом ветровой нагрузки | Разница результатов, % |
|---|---|--|------------------------|
| Максимальный изгибающий момент M_x (кН×м) | 23,2 | 25,3 | +8,3 |
| Максимальный изгибающий момент M_y (кН×м) | 46,5 | 48,2 | +3,52 |

| | | | |
|--|-------|---------|-------|
| Поперечная сила Q_y (кн) | 1608 | 1490 | +7.33 |
| Диаметр верхней и нижней фоновой арматуры по расчету, мм | 18/12 | 22 / 22 | -/- |

По результатам исследования можно сделать вывод, что величина усилий от ветровых нагрузок может достигать до 10 % от суммарных нагрузок, что существенно влияет на НДС здания.

В дальнейшем будет рассмотрен анализ НДС колонн и стен с учетом ветровой и пульсационной нагрузок, а также расчет несущих конструкций высотного здания при различной конфигурации в плане.

В заключение, стоит отметить экономическую сторону вопроса. Стоимость строительства высотных зданий намного выше, чем объектов массового строительства. В большей степени она обусловлена конструктивными решениями, системами жизнеобеспечения и требованиями комплексной безопасности. Если варьировать класс бетона и количество арматуры, возможно добиться оптимальных конструктивных решений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Маклакова Т.Г.* Высотные здания. Градостроительные и архитектурно-конструктивные проблемы проектирования. Монография. 2008. с. 15
2. *Гувернюк С. В., Гагарин В. Г.* Компьютерное моделирование аэродинамических воздействий на элементы ограждений высотных зданий. Издательство МГУ. 2014;
3. *Тамразян А.Г.* Основные принципы оценки риска при проектировании зданий и сооружений. Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 21-27.
4. *Тамразян А.Г.* Железобетонные и каменные конструкции. Специальный курс. Изд-во НИУ МГСУ. 2017. 733с.
5. *Мустакимов В.Р., Якунов С.Н.* Проектирование высотных зданий. Уч. пособие КГАСУ, Казань. 2014. 15-19 с.
6. *Тамразян А.Г.* К задачам мониторинга риска зданий и сооружений//Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2013. № 3 (170). С. 19-21.
7. *Тамразян А.Г.* Ресурс живучести - основной критерий проектных решений высотных зданий//Жилищное строительство. 2010. № 1. С. 15-18.
8. *Тамразян А.Г.* Особенности работы высотных зданий//Жилищное строительство. 2004. № 3. С. 19-20.

НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КАМЕННОЙ КЛАДКИ, УСИЛЕННОЙ УГЛЕВОЛОКНОМ ПРИ МНОГОРАЗОВОМ НАГРУЖЕНИИ

Системы внешнего армирования (далее в работе СВА) предназначены для усиления и ремонта строительных конструкций. С их помощью можно увеличить прочностные характеристики конструкций, долговечность и сейсмостойкость.

Был проведен анализ испытаний образцов из каменной кладки, усиленных СВА на основе углеродного волокна, при действии многоцикловых (1000 циклов с коэффициентом асимметрии 0,5) динамических нагрузок [1, 2], а также оценка и последующий вывод дополнительных коэффициентов, учитывающих цикличность нагрузки.

Методика проведенных экспериментальных исследований основана на [5]. Образцы были выполнены из кладки с цепной системой перевязки и изготавливались в лабораторных условиях. Горизонтальные и вертикальные швы были полностью заполнены раствором.

Серия I (Рис.1) - Эталонные образцы кирпичной кладки без усиления:

- Размеры: 1060x1060x250 мм без усиления. Полнотельный кирпич марки М100;

- Раствор: цементно-песчаный марки М75, изготовленный в лабораторных условиях;

- Состав раствора: Ц:П:В – 1:5:1,2.

В процессе производства кладки-добавки, которые повышают сцепление раствора с кирпичом не применялись. Для того, чтобы определить марку раствора на момент испытания для каждого замеса были изготовлены кубики 70,7x70,7x70,7 мм.



Рис.1. Образец серии I

Остальные экспериментальные образцы отличаются между собой схемой усиления, при этом кирпичная кладка усиливалась однонаправленной лентой FibARM Tape 230 [3] на связующем FibArm Resin 230+ [4].

В соответствии с новыми данными предлагается введение коэффициента физикой характеристики композитного материала k :

$$k = \frac{A_{ai}}{A_k} \cdot b_{fib} \cdot \delta_{fib} \cdot R_{fib} \cdot n, \left[\frac{M^2}{M^2} \cdot m \cdot m \cdot Pa = m^2 \cdot \frac{H}{m^2} = H \right], (1)$$

где,

A_{ai} – площадь аппликация из композитного материала, m^2 ;

A_k – площадь поверхности каменной кладки, m^2 ;

b_{fib} – ширина углеволокна, м;

δ_{fib} – толщина ленты одного слоя, м;

R_{fib} – среднее значение прочности углеволокна на растяжение, Па;

n – количество слоев углеволокна.

Также предлагается следующая аналитическая зависимость для определения сдвигающего усилия Q кладки по отношению к эталонному Q_0 , которая определяется как проекция вертикальной нагрузки на горизонтальную ось образца:

$$Q = (0,35 \cdot \ln(k + 80) - 0,53) \cdot Q_0 [H], (2)$$

где,

Q_0 – несущая способность каменной кладки без усиления [6].

$$Q_0 \leq \frac{R_{tq} \cdot h \cdot L}{v} [H], (3)$$

где,

h – толщина стены, м;

L – длина усиливаемого участка стены, м;

v – коэффициент неравномерности касательных напряжений в сечении.

Для прямоугольных сечений v допускается принимать 1,5;

R_{tq} – расчетное сопротивление скалыванию кладки, обжатой расчетной силой N , определяемое с коэффициентом перегрузки 0,9 по формуле:

$$R_{tq} = \sqrt{R_{tw}(R_{tw} + \sigma_0)} [Pa], (4)$$

где,

R_{tw} – расчетное сопротивление главным растягивающим напряжениям определяется по результатам испытаний или по Па; [2],

σ_0 – напряжения обжатия силой N , Па:

$$\sigma_0 = \frac{0,9 \cdot N}{L \cdot h}. (5)$$

Рассмотренная зависимость имеет достаточную точность для проведения практических расчетов с запасом до 23%, описывающая изменение прочностных и геометрических характеристик усиления СВА на опытных образцах каменной кладки.

Однако, для расширения области применения СВА на основе углеволокна следует более подробно проанализировать его работу до и после циклического нагружения [7].

По результатам [2], основываясь на диаграммах «нагрузка-перемещение», можно сделать вывод о том, что после 1000 циклов при одной и той же нагрузке, перемещения в образце увеличиваются в

разных пропорциях в зависимости от серии образца. При одинаковом перемещении разница в нагрузке может достигать 73% (Рис. 2).

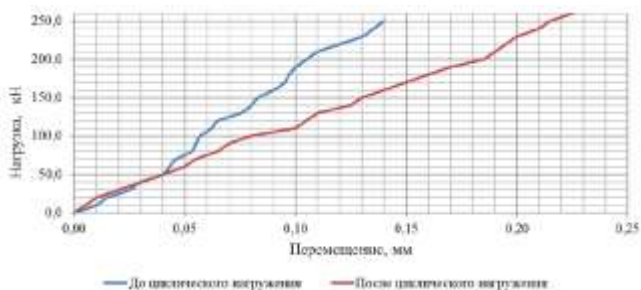


Рис.2. Диаграмма «Нагрузка-перемещение: индикатор №1 при статических нагружениях до и после циклического воздействия. Образец №7 (КУ-3-1).

Таким образом, было установлено, что в дальнейшем необходимо, чтобы предложенная ранее аналитическая зависимость была переработана и учитывала работу конструкции до и после циклического нагружения с учетом различных вариантов схемы усиления.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Тонких Г.П., Кабанцев О.В., Грановский А.В.* Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки системой внешнего армирования на основе углеволокна.
2. *Тонких Г.П.* Итоговый отчет по теме: «Проведение экспериментальных исследований системы внешнего армирования при действии динамических нагрузок»
3. ТУ 1916-018-61664530-2013 Углеродные однонаправленные ленты для систем внешнего армирования FibArm Tape. ЗАО «Препрег-СКМ».
4. ТУ 2257-047-61664530-2014. Эпоксидное двухкомпонентное связующее FibArm Resin 230+ для пропитки систем внешнего армирования FibArm. ЗАО «Препрег-СКМ».
5. *Тонких Г. П., Кабанцев О. В., Кошаев В. В.* Методика экспериментальных исследований по усилению зданий из каменной кладки железобетонными аппликациями. Журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» №6, 2005 г.
6. СП 15.13330.2012 «СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции».
7. *Мирсаяпов И.Т., Тамразян А.Г.* К расчету железобетонных конструкций на выносливость//Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 11. С. 19-23.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОДАТЛИВОСТИ СБОРНЫХ ДИСКОВ ПЕРЕКРЫТИЙ И ПОКРЫТИЯ В ПРОСТРАНСТВЕННЫХ РАСЧЕТАХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Конструктивной основой многоэтажных и одноэтажных зданий служит пространственная несущая система из стержневых и плитных железобетонных элементов, взаимосвязанных между собой и обеспечивающих прочность, устойчивость и долговечность системы в целом, а также её отдельных элементов. Пространственная работа системы проявляется в том, что при загрузении одного из её элементов в работу включаются и другие элементы, а жесткость зданий во многом обеспечивается совместно дисками перекрытий и вертикальными диафрагмами.

Сборные перекрытия - наиболее материалоемкие и ответственные элементы в многоэтажных зданиях, которые выполняют различные важные функции, такие как восприятие и передача вертикальных нагрузок на остов здания, обеспечение пространственной жесткости здания, а также функции ограждающих конструкций.

В качестве горизонтальных диафрагм жесткости, объединяющих вертикальные несущие конструкции в единую пространственную систему, перекрытия не только воспринимают и перераспределяют внешние нагрузки, но и деформируются в своей плоскости.

Совместная работа сборных плит перекрытий в дисках при внешних воздействиях обеспечивается монолитными швами между плитами перекрытия, по боковым граням и торцам.

Исследованию совместной работы плит и влияния податливости швов на жесткость дисков перекрытий посвящено большое количество работ [5]. Проведенные в ЦНИИСКе исследования были одними из первых в данной области [1,2].

По итогам проведенных натурных экспериментов было установлено, что в сравнении с монолитным перекрытием при полном заполнении швов жесткость сборного перекрытия уменьшается в 3-15 раз за счет податливости сопряжений. По результатам была разработана методика учета снижения жесткости путем введения пониженного значения модуля упругости при постоянном соотношении между приведенными модулями сдвига и упругости, равном $G/E' = 0,35$ для монолитных перекрытий и $G/E' = 0,15-0,25$ для сборных перекрытий. При этом коэффициент снижения модуля упругости сборного перекрытия $k_E = E'/E_0$, учитывающий уменьшение жесткости сечения за счет пустот в плитах и податливости швов, составляет 0,1-0,6 [3].

Учет податливости сопряжений в расчетной схеме метода конечных элементов (МКЭ) заменой реальных швов между сборными конструкциями податливыми элементами, геометрические и жесткостные параметры которых максимально отвечают характеристикам реальных швов при различных стадиях возведения и нагружения несущей системы здания. В качестве таких элементов используются типовые стержневые и плоские конечные элементы, а также специальные элементы, имеющиеся в применяемой прикладной программе.

На основе этих замен напряженно-деформированное состояние сборного перекрытия описывается с помощью пластинчато-стержневой модели, в которой плиты моделируются пространственными конечными элементами, а бетонные швы и сварные соединения - в виде податливых связей. Однако размерность расчетной модели при таком представлении значительно возрастает, что повсеместно приводит к ошибкам при ее формировании и, как следствие к неверной интерпретации результатов. Одной из целей представленной работы является, наряду с исследованием влияния податливости узловых соединений перекрытий на напряженно-деформированное состояние конструкций каркаса, упрощение моделирования сопряжений плит перекрытий с конструкциями каркаса с учетом их податливости.

Авторами были проведены аналитические исследования приемов и обоснования учета податливости швов с помощью коэффициента эквивалентной жесткости. В общем случае была выведена формула (1) для определения приведенного коэффициента жесткости, на который умножается модуль деформации материала плит [4].

$$K_{red} = \frac{a[3b^2(1+\mu)+a^2]K_z}{24E_0I[1/c_d+S^2/(c_c(1+K))]} \quad (1)$$

где:

a - расчетная длина плиты перекрытия;

b - ширина плиты перекрытия;

c_c - жесткость сжатых связей;

c_p - жесткость растянутых связей;

c_d - жесткость диагональных связей;

$K=c_p/c_c$ - параметр соотношения податливости растянутых связей к сжатым;

E_0 - модуль упругости плиты перекрытия;

$S=(a+2L)/b$ - параметр, учитывающий геометрические характеристики плит;

L - длина плиты;

I - момент инерции плиты в своей плоскости;

K_z - коэффициент, учитывающий несоответствие принятых конечных условий теории упругости и МКЭ.

На примере расчета сборного связевого каркаса 16-ти этажного здания выявлено, что деформации податливых дисков перекрытий больше по сравнению с жесткими на 10-50%. А увеличение смещения колонн, как известно, влечет за собой и увеличение изгибающих моментов в них, т.е увеличение эксцентриситета действия вертикальной нагрузки на колонны.

Таким образом, учет податливости швов сборных дисков перекрытий в расчетных моделях позволяет более адекватно отобразить реальную работу несущей системы здания, тем самым повысить надежность принимаемых конструктивных решений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Поляков С.В.* Влияние жесткости перекрытий на распределение усилий между несущими вертикальными и горизонтальными конструкциями здания. Бетон и железобетон, 1968. №8. С.42-47.

2. *Поляков С.В.* К определению усилий в несущих элементах зданий при действии горизонтальных нагрузок. Строительная механика и расчет сооружений, 1962. №2. С.12-14.

3. *Трекин Н.Н.* Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций. М.:ЦНИИПромзданий, Ассоциация «Железобетон», ГУП ЦПП, 2002.

4. *Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н. и Быбка А.В.* К расчету одноэтажных промышленных зданий с учетом пространственной работы дисков покрытия //Современные проблемы совершенствования работы железнодорожного транспорта. Межвузовский сборник научных трудов. Москва: РГОТУПС, 2004. С.306-311.

5. *Тамразян А.Г., Дехтерев Д.С., Карпов А.Е., Ласковенко А.Г.* Определение расчетных параметров для оценки надежности платформенных стыков панельных зданий//В сборнике: Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия Под редакцией А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. 2016. С. 413-416.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ РАЗРУШАЮЩЕГО ПОПЕРЕЧНОГО УДАРА НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННУЮ КОЛОННУ В УСЛОВИЯХ ПОЖАРА

В настоящее время не существует методики определения величины разрушающей динамической поперечной нагрузки на сжатые железобетонные элементы в условиях пожара. Поскольку число аварийных взрывов и ударных воздействий на конструкции в последнее время значительно увеличилось, потребность в такой методике несомненно существует [3-8].

В данной статье приведен расчет динамической поперечной разрушающей нагрузки на железобетонную колонну при пожаре, разработанной на основе существующей методики, описанной в работе [2]. Поскольку прочностные и деформационные характеристики бетона и арматуры с повышением температуры меняются, этот факт необходимо учесть при расчете. Таким образом, при разработке методики были использованы экспериментальные данные изменения характера работы арматуры и бетона в условиях пожара, приведенные в работе [1].

В основу адаптированной методики расчета колонны на поперечный удар был положен алгоритм, описанный в работе [2], с учетом современных нормативных документов. Данная методика была расширена вычислением разрушающего поперечного удара в условиях повышенных температур.

Ниже приведен алгоритм, по которому вычислялась поперечная динамическая разрушающая нагрузка:

1. Определение высоты сжатой зоны

$$x = \frac{(N - R_{sc} * A'_s + R_s * A_s)}{(R_b * b)}$$

2. Предельный динамический прогиб определяется в зависимости от предельных деформаций сжатого бетона и значения высоты сжатой зоны

$$f = \frac{1}{\rho_{np}} * s * l^2,$$

где

$$\frac{1}{\rho_{np}} = \frac{(\varepsilon_{\sigma,np} - \varepsilon_{\sigma N}) * \omega}{x}, \varepsilon_{\sigma N} = \frac{N}{(A_b + A_s + A'_s) * E_b}$$

3. Предельный динамический момент определяется по формуле

$$M_{np} = R_b * b * x * (h_0 - 0.5x) + R_{sc} * A'_s * (h_0 - a') - N * \left(\frac{h}{2} - a + f\right)$$

4. Вычисление динамического прогиба колонны, соответствующего началу упруго-пластической стадии.

$$f_0 = \frac{1}{\rho_0} * s * l^2, \text{ где } \frac{1}{\rho_0} = \frac{\frac{R_s}{E_s} + \varepsilon_{\sigma, np}}{h_0}$$

5. В качестве диаграммы деформаций сжато-изогнутых железобетонных элементов будем использовать диаграмму деформаций хрупко-разрушающегося тела при осредненной жесткости В.

$$B = \frac{M_{np}}{1} \rho_0$$

6. Эквивалентная статическая нагрузка, заменяющая динамическую при статическом представлении динамического воздействия:

$$P_3 = \frac{B * \pi^2}{l^2}$$

7. Погонная масса колонны

$$m = \frac{(b * h * \rho_{жб})}{g}$$

8. Частота собственных колебаний колонны

$$\omega = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{P_3 - N}{m}}$$

9. Коэффициент динамичности по нагрузке, поскольку необходимо учесть работу колонны в упруго-пластической стадии

$$\gamma = \frac{k-1}{k^2 * \eta - 2k + 2 - \eta} + \sqrt{\frac{(k-1)^2}{k^2 * \eta - 2k + 2 - \eta} + \frac{1.5 * (1 - \cos(\omega))^2}{(1-\eta) * (k * \eta - 2k + 2 - \eta) \omega^2}}$$

$$\text{где } k = \frac{f}{f_0}, \eta = \frac{N}{P_3}$$

10. Динамическая разрушающая нагрузка находится по формуле

$$P_d = \frac{6 * M_{np} * \gamma}{l}$$

Исходные данные для расчета:

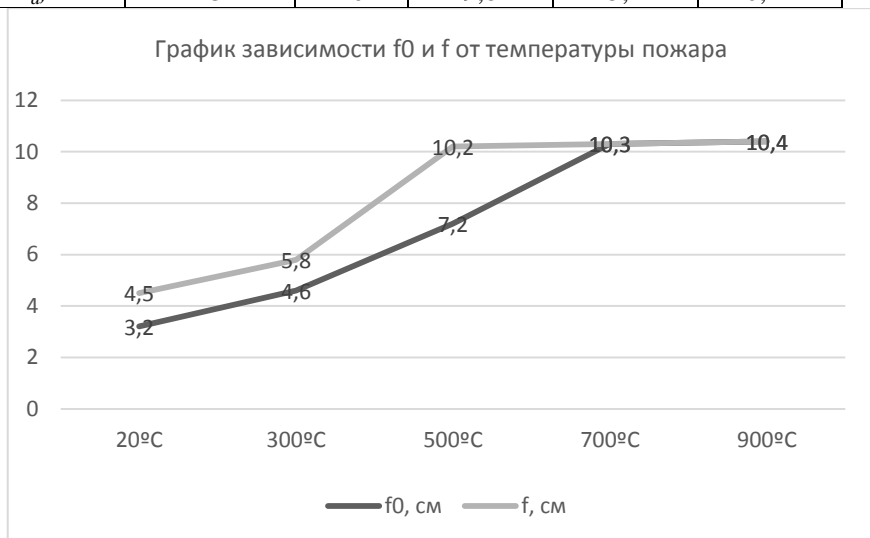
Железобетонная колонная размером поперечного сечения 250x250, армированная 4мя стержнями арматуры класса А500С диаметра 18мм, длиной 3м. На колонну действует статическая продольная сила 18т.

По выше изложенной методике была определена поперечная разрушающая динамическая нагрузка при нормальных условиях и при температуре 300, 500, 700 и 900°С.

Результаты вычислений разрушающих сил приведены в таблице 1.

Таблица 1. Результаты динамического расчета колонны в нормальных условиях и при температуре 300°С, 500°С, 700°С, 900°С.

| | 20 °С | 300°С | 500°С | 700°С | 900°С |
|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $f_0, \text{ см}$ | 3,2 | 4,6 | 7,2 | 10,3 | 10,4 |
| $f, \text{ см}$ | 4,5 | 5,8 | 10,2 | 10,3 | 10,4 |
| $M_{пр}, \text{ кг*см}$ | 695400 | 652900 | 522300 | 378700 | 125800 |
| $P_d, \text{ т}$ | 13 | 10 | 9,8 | 5,1 | 0,44 |



Выводы:

1. С ростом температуры до 500 °С деформации в конце упругой стадии и предельные деформации увеличиваются.
2. При достижении температуры пожара 700 °С и более деформации в момент достижения арматурой предела текучести оказываются равным предельным, таким образом разрушение колонны происходит в конце упругой стадии.
3. Предельный момент, воспринимаемый сечением, с ростом температуры уменьшается.
4. Динамическая разрушающая нагрузка с ростом температуры понижается.

Таким образом, можно сделать вывод о том, что при температуре близкой к 700°C и более пластическая стадия работы колонны при поперечной динамической нагрузке отсутствует, и колонна разрушается в момент достижения арматурой динамического предела текучести. Это объясняется тем, что деформации в конце упругой стадии зависят от модуля упругости арматуры, который с ростом температуры значительно снижается. В то время, как предельный динамический прогиб зависит от модуля деформации бетона, который увеличивается с ростом температуры. В итоге разрушение бетона происходит раньше, чем наступает пластическая стадия и колонна разрушается.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Аветисян Л.А.* Исследование коэффициента динамичности внецентренно сжатых железобетонных элементов при огневых воздействиях. НИУ МГСУ, 2014, 215 с.
2. *Пузанков Ю.И.* Прочность и деформированность сжатых железобетонных элементов при поперечной динамической нагрузке. 1979, 133 с.
3. *Avetisyan L.* Strength and stability of reinforced beam-column concrete elements under dynamic loading with fire exposure conditions. NZAAR-CCS-18-49, pp 60-69.
4. *Tamrazyan A.* Reduce the impact of dynamic strength of concrete under fire conditions on bearing capacity of reinforced concrete columns//Applied Mechanics and Materials. 2014. Т. 475-476. С. 1563-1566.
5. *Тамразян А.Г., Аветисян Л.А.* Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов на кратковременную динамическую нагрузку//Строительство: наука и образование. 2013. № 4. С. 2.
6. *Тамразян А.Г.* Динамическая устойчивость сжатого железобетонного элемента как вязкоупругого стержня//Вестник МГСУ. 2011. № 1-2. С. 193-196.
7. *Тамразян А.Г.* Основные принципы оценки риска при проектировании зданий и сооружений//Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 21-27.
8. *Тамразян А.Г., Филимонова Е.А.* Структура целевой функции при оптимизации железобетонных плит с учетом конструкционной безопасности//Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 9. С. 14-15.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПОЛИМЕРЦЕМЕНТНЫХ РАСТВОРОВ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ МОНОЛИТНОСТИ КЛАДКИ СТЕН ИЗ ЯЧЕИСТОБЕТОННЫХ БЛОКОВ АВТОКЛАВНОГО ТВЕРДЕНИЯ

Ячеистый бетон - это один из высокотехнологичных материалов, широко используемых в строительстве. Данный материал обладает внушительным количеством свойств, одними из которых являются легкость и высокие теплотехнические показатели. До, относительно, недавнего времени, основным вяжущим был цементно-песчаный раствор, используемый и по сей день, но уже значительно уступающий современным полимерцементным растворам и пенополиуретановым клеям. Несмотря на то, что использование современных вяжущих распространено повсеместно, их прочностные показатели не отражены в советующих нормативных документах[4].

В данной статье рассматриваются испытания на осевое растяжение (R^u) образцов-кубиков из пенобетона с размерами рёбер 150x150мм различных классов по прочности на сжатие (B1.5, B2.5, B3.5) с использованием в швах полимерцементных (клеевых) растворов нескольких производителей. Предварительно подготовленные кубики с выпиленными пазами под захватное устройство, попарно склеивались (согласно рекомендациям производителей клеев) между собой при нормальных условиях и испытывались по истечении 28 суток после набора прочности. Непосредственно перед самим испытанием измерялись размеры образцов и растворных швов. Также для эксперимента использовались монолитные эталонные образцы «восьмёрки» с размерами рёбер 150x300 мм. Далее образцы помещались в захватное устройство. Результаты испытаний, а именно максимальные усилия, при которых происходили разрывы кубиков, представлены в таблице 1 [3].

В качестве кладочного раствора были использованы следующие составы:

– Клей для блоков из ячеистого бетона «SR-67 PRO» производства ООО «КиМег» (МО, г. Королев). В состав клея входят: высококачественный цемент, фракционированный песок, полимерные и минеральные добавки.

– Монтажный клей «Sibir» производства ООО «ФАВОРИТ» (МО, г. Ногинск). В состав клея входят: цемент, фракционированный песок, комплекс модифицирующих добавок.

– Клей монтажный цементный «Axton» производства «ПЛ групп» (г. Москва). В состав клея входят: цемент высокого качества, фракционированный песок, комплекс полимерных добавок.

– Клей для блоков монтажный «Боларс» производства ООО «Эй-Джи строймаркет» (МО, д. Ратмирово). В состав клея входит: высококачественный цемент, фракционированный песок, высокоэффективные модифицирующие добавки.

– Клей для блоков «Super Titan» производства ООО «Авангард» (МО, г. Мытищи). В состав клея входит: цементно-песчаная основа и специальные химические добавки.

Клей наносился на поверхность блоков с помощью зубчатой кельмы с такой величиной зубьев, чтобы обеспечить толщину слоя полимерцементного клея в 1-3мм. Такая толщина шва является оптимальной для кладки и позволяет предотвратить образование мостиков холода. Окончательное положение блоков фиксировалось с помощью резинового молотка.

Таблица 1

Результаты испытаний опытных образцов на осевое растяжение
(нормальное сцепление)

| Наименование | Средняя прочность на осевое растяжение, $R_{t,cp}^u/R_t$, (кПа) кубиков кл. В1.5 | Средняя прочность на осевое растяжение, $R_{t,cp}^u/R_t$, (кПа) кубиков кл. В2.5 | Средняя прочность на осевое растяжение, $R_{t,cp}^u/R_t$, (кПа) кубиков кл. В3.5 |
|-------------------------------|---|---|---|
| Серия I - эталон | 106,6/48,5 | 180,4/82 | 220,3/100,1 |
| Серия II - клей «SR-67 PRO» | 104,5/47,5 | 185,4/84,3 | 204,6/93 |
| Серия III – клей «Sibir» | 121,2/55,1 | 199,8/90,8 | 224,0/101,8 |
| Серия IV – клей «Axton» | 115,0/52,3 | 210,4/95,6 | 227,8/103,5 |
| Серия V – клей «Боларс» | 131,4/59,7 | 196,8/89,5 | 230,9/104,95 |
| Серия VI – клей «Super Titan» | 113,2/51,5 | 194,2/88,3 | 233,3/106,1 |

В соответствии с таблицей 15 СП 15.13330.2012 [1] полученные значения временного сопротивления (средний предел прочности) (R_t^u) образцов были приведены к расчетному значению (R_t) путем деления на коэффициент 2,2 для кладки из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов.

Согласно полученным данным полимерцементные растворы значительно повышают монолитность кладки из ячеистобетонных

блоков (во всех образцах произошел разрыв по телу бетона), что позволяет увеличить прочность и устойчивость конструкции в целом. Наиболее высокие показатели прочности на осевое растяжение (нормальное сцепление) кубиков класса В1.5 были получены на клее фирмы «Боларс» – 59,7 кПа, класса В2.5 на клее фирмы «Ахтон» – 95,6 кПа, класса В3.5 на клее фирмы «SuperTitan» – 106,1 кПа. Эти значения (по результатам кубиков класса В2.5 и В3.5) в 1,2-1,3 раза больше расчетных сопротивлений кладки на цементно-песчаных растворах, представленных в таблице 11 действующего СП 15.13330.2012 [1]. По результатам испытаний кубиков класса В1.5 результаты получились меньше, представленных в СП [1], что является подтверждением того, что прочность кладки зависит напрямую не только от используемого вяжущего, но и от прочности блоков, применяемых в кладке.

В работе [2] приводятся расчеты в качестве дополнительного обоснования целесообразности применения полимерцементных растворов. Несмотря на более высокую стоимость клеев по сравнению с классическими цементно-песчаными растворами, их использование является более рациональным за счет повышенной адгезии, увеличивающей монолитность кладки, и за счет хорошего сопротивления теплопередаче.

Данные результаты испытаний позволяют сделать большой скачок возможности дополнения действующих нормативных документов прочностными характеристиками кладки из ячеистобетонных блоков при использовании современных клеевых растворов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*, 2012. 81 с.
2. Пономарёв А.А., Коновалов Н.П., Полонов В.М. Обоснование применения полимерцементных клеев для кладки стен из ячеистого бетона // Строительство и архитектура – 2012, с. 111-114
3. Джамуев Б.К. Прочность и деформативность стен из ячеистобетонных блоков при статических и динамических воздействиях. ОАО «НИЦ «Строительство», 2012. 235 с.
4. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон: проблемы и перспективы//Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ НЕСУЩИХ И ОГРАЖДАЮЩИХ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИТНЫМИ ХОЛСТАМИ

В настоящее время для усиления каменных конструкций во всем мире широкое применение находят композиционные материалы на основе стекло-, базальто-, и углеродного волокон. Эффективность применения этих материалов для усиления каменных конструкций связана с тем, что при значительно меньшей массе их прочностные и деформативные характеристики [1,5] (прочность при разрыве, модуль упругости и относительное удлинение при разрыве) либо близки, либо несущественно отличаются от аналогичных характеристик типовых материалов (металл, бетон, раствор), применяемых при усилении конструкций [2].

В статье изложены результаты динамических испытаний на виброплатформе 2-х этажной модели фрагмента кирпичного здания [1] и фрагменте перегородки из пазогребневых гипсовых плит в натуральную величину. Экспериментальные исследования проводились как на неусиленных, так и усиленных композитным материалом (холстами, сетками) образцах.

На рис. 1 показан 2-этажные фрагмент здания, выполненный из керамического кирпича М250 на цементном растворе марки М150. Перекрытия были выполнены из сборных железобетонных плит толщиной 100 мм из бетона В30. Плиты были пригружены бетонными блоками массой 300 кг. На рис. 2 показан общий вид образца, установленного на виброплатформу [1].

Программа динамических испытаний включала в себя следующие этапы.

1. Испытания на платформе не усиленного образца.
2. Испытания усиленного в уровне каждого этажа углеродным материалом экспериментального образца, получившего повреждения на 1-м этапе испытаний.
3. Испытания усиленного образца с заменой двунаправленных углеродных тканей на углеродные холсты. Холсты перекрывали участки степ описания плит перекрытий на стены (рис. 3).
4. На каждом этапе испытаний было выполнено 28 режимов динамического нагружения. При этом: частотный спектр воздействий изменялся в интервале от 1,3 до 9,8 Гц; амплитуда колебаний виброплатформы – от 0,8 до 21 мм, амплитуда верха здания от 2,0 до

34,7 мм; ускорение виброплатформы – от 0,8 до 6,5 м/с² в горизонтальном направлении.

По результатам испытаний можно сделать следующий вывод: применение в качестве внешнего армирования углеродных лент, тканей, сеток, хомутов, анкерных жгутов для усиления каменных конструкций позволяет значительно повысить сейсмостойкость конструкций.

Программа экспериментальных исследований сейсмостойкости образца перегородки из гипсовых ПГП размером 2,5×3,0×0,1 м, усиленной базальтовой сеткой, включала в себя следующие испытания.

1. Определение прочности кладки при осевом растяжении по неперевязанному сечению с целью определения величины нормального сцепления (R_t) раствора с плитами и, соответственно [3], согласно СП 14.13330.2014 категории кладки, принятой в нормах для оценки сейсмостойкости конструкций.

2. Определение прочности кладки перегородок на растяжение при изгибе по неперевязанному (R_{fb1}) и перевязанному (R_{fb2}) сечениям [4] с целью определения предельной величины расчетной горизонтальной нагрузки на перегородку.

3. Оценка сейсмостойкости перегородок из ПГП, выполненных в натуральную величину. Для испытаний было изготовлено 2 опытных образца стен:

- **эталонный образец** – фрагмент перегородки без внешнего усиления (рис. 4 а);
- **образец, усиленный с 2-х сторон** базальтовой штукатурной сеткой производства «ВЗТМ» марки «Экострой-СБШ» и оштукатуренный гипсовым раствором «КНАУФ-Ротбанд» по грунтовке «КНАУФ-Мультигрунт» (рис. 4 б) [3].

Результаты испытаний.

1. В процессе испытаний ускорение виброплатформы изменялось в интервале от 0,8 до 18 м/с² – в горизонтальном и 0,1 до 8,4 м/с² – в вертикальном направлениях, частотный спектр – в интервале от 1,2 до 8,4 Гц. При этом максимальная амплитуда горизонтальных колебаний виброплатформы составила 74,7 мм, вертикальных – 22 мм. Следует

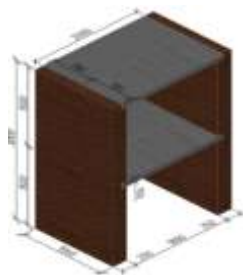


Рис. 1. Общий вид модели



Рис. 2. 2-х этажный фрагмент на виброплатформе

отметить, что максимальные значения вертикальных и горизонтальных ускорений были зафиксированы после появления в конструкции перегородки [4] трещин.

2. По результатам испытаний установлено, что в сейсмоопасных регионах с балльностью площадок 8, 9 баллов допускается применять перегородки «КНАУФ-гипсолит» в зданиях различной этажности и назначения при усилении их с двух сторон штукатурным слоем из «КНАУФ-Ротбанд» по технологии «КНАУФ», армированным базальтовой сеткой производства «ВЗТМ» марки «Экострой-СБШ». [3], [4].



Рис. 3. III этап испытаний Рис. 4 а. Образец без усиления; б. с усилением

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Грановский А.В., Джамуев Б.К., Поляков В.С., Кахновский А. М., Симаков О.А., Оситов П.В. Применение углеродных холстов и сеток для повышения сейсмостойкости кирпичных зданий при землетрясениях // Вестник НИЦ Строительство – 2017. 3 (14). 21-42 с.

2. Костенко А.Н. Прочность и деформативность центрально и внецентренно сжатых кирпичных и железобетонных колонн, усиленных угле- и стекловолокном : диссертация кандидата технических наук - 2010.

3. Грановский А.В., Джамуев Б.К., Доттуев А.И., Кунин Ю.С., Львова Д.В. Сейсмостойкость перегородок из пазогребневых плит, усиленных композитной сеткой // Промышленное и гражданское строительство – 2018. 4. 67-72 с.

4. Грановский А.В., Львова Д.В. Применение композитной сетки для усиления перегородок зданий, возводимых в сейсмоопасных регионах РФ // Дни студенческой науки – 2018. 148-150 с.

5. Тамразян А.Г.[и др.] Снижение рисков в строительстве при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера: Научное издание. Под общ. ред. Тамразяна А. Г. Издание второе.-М.: Издательство АСВ, 2012.-304с.

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМОЙ ВНЕШНЕГО АРМИРОВАНИЯ ИЗ УГЛЕВОЛОКНА

Целью данной работы является анализ результатов экспериментальных исследований изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных системой внешнего армирования из углеволокна и разработка рекомендаций по расчету и конструированию усиления несущих изгибаемых конструкций зданий в Республике Зимбабве, находящихся в аварийном и ограниченно-работоспособном состоянии. Усиление железобетонных конструкций необходимы также в случае, когда требуется увеличение этажности зданий. Конструктивные элементы, такие как плиты перекрытий, должны быть усилены с учетом их фактического технического состояния или для восприятия дополнительной нагрузки [4]. При усилении железобетонных конструкций с помощью углеволокна, основным преимуществом является то, что его легко транспортировать, наносить и оно практически не увеличивает собственный вес конструкции.

В анализируемых экспериментальных исследованиях усиление опытных образцов с использованием системы внешнего армирования на основе углеродного волокна включало в себя:

- образцы серии ЖУ -1 - на растянутую нижнюю поверхность при помощи валика наносился слой двухкомпонентного эпоксидного клея FibArm Resin 230+ для приклеивания углеродной ленты FibArm Tape 230/300, 2 шт.;
- образцы серии ЖУ-2 - на растянутую нижнюю поверхность при помощи валика наносился слой двухкомпонентного эпоксидного клея FibArm Resin 530+ для приклеивания углеродной ткани FibArm Tape 450/600, 2 шт.;
- образцы серии ЖУ-3 - на растянутую нижнюю усиливаемую поверхность с помощью ремонтного состава FibArm Repair FS наносилась углеродная сетка FibArm Grid HS 600/1000, 2 шт.;
- образцы серии ЖУ-4 - на растянутую нижнюю усиливаемую поверхность с помощью двухкомпонентного эпоксидного клея FibArm Resin Laminate+ приклеивалась углепластиковая ламель FibArm Lamel HS 14/100, 2 шт.

На концах изгибаемых железобетонных образцов серий ЖУ-1, ЖУ-2, ЖУ-4 элементы усиления анкеровались двумя поперечными U-образными элементами из композитного материала, наклеиваемых поверх продольных элементов усиления [2].

В результате испытаний было установлено, что применение системы внешнего армирования для усиления изгибаемых железобетонных конструкций приводит к увеличению их несущей способности на 35-64%. Пример расчет усиления железобетонного ригеля с помощью системы внешнего армирования углеволокном [1,3].

Исходные данные

Размеры сечения: ширина $b=250\text{мм}$, высота $h=200\text{мм}$, растянутая арматура нижняя- $2\text{Ø}12\text{A}400$; площадь сечения растянутой арматуры $A_s=226\text{мм}^2$ и высота до центра нижней арматуры $a=22\text{мм}$, сжатая арматура- $2\text{Ø}10\text{A}400$, площадь сечения сжатой арматуры $A'_s=157\text{мм}^2$ и высота до центра верхней арматуры $a'=22\text{мм}$. Расчетная прочность арматуры $R_s=R_{sc}=355\text{МПа}$, модуль упругости, $E_s=200000\text{МПа}$. Значение прочности бетона-класс В15, расчетная прочность бетона на сжатие- $R_b=8,5\text{МПа}$, нормативная прочность углеволокна ЖУ-1 (Carbon Wrap), $R_{f,n}=4900\text{МПа}$, расчетная толщина ламината $t_f=0,128\text{мм}$. Момент от внешней нагрузки, $M=20\text{кНм}$. $R_f=3675$. При $\gamma_{f2}=1$, $E_{f,n}=225000\text{МПа}$.

Перед усилением

Высота сжатой зоны бетона

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = 11,5477$$

Предельное значение относительной высоты сжатой зоны;

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,001775}{0,0035}} = 0,530$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{355}{2 \cdot 10^5} = 0,001775$$

$\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях равных R_b , принимается равным 0,0035.

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{11,5477}{198} = 0,0583 < \xi_R$$

изгибающий момент

$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 14,53\text{кНм} < M$ – момент от внешней нагрузки. В связи с этим необходимо усиление ригеля.

После усиления

Высота сжатой зоны бетона с учетом усиления растянутой зоны углеволокном

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s + R_f A_f}{R_b b} = 60,14$$

Расчетное значение предельных относительных деформаций композитного материала

$$\varepsilon_{fu} = R_f / E_f = 0,015$$

Коэффициент сцепления

$$\gamma_{f2} = \left\{ \frac{1}{2,5\varepsilon_{fu}} \sqrt{\frac{R_b}{nE_f t_f}} \right\} = 0,439$$

Расчетная прочности при коэффициенте сцепления $\gamma_{f2}=0.439$

$$R_{fu} = \frac{\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2}}{\gamma_f} * R_{f,n} = 1613,42$$

$$\xi_f = \frac{x}{h} = 0,273 < \xi_{Rf} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_f}{0,002E_f} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = 0,401$$

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_f A_f a = 32,413 \text{ кНм} > M - \text{момент от внешней нагрузки}$$

Вывод

Усиление железобетонных конструкций с помощью углеволокна является эффективным. Несущая способность ригеля после усиления растянутой зоны углеволокном значительно увеличилась.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2, 3)
2. *Тонких Г.П., Клейменов А.С.* Результаты испытаний железобетонных изгибаемых конструкций, усиленных системой внешнего армирования при многоцикловой нагрузке // Дни студенческой науки. Сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры (13–17 марта 2017 г.); Москва: НИУ МГСУ, 2017, С. 676...678.
3. СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами, правила проектирования» Москва, 2015г.
4. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.* Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

*Студент магистратуры 2 года обучения 2 группы института ИСА
Мазуров И.Н.*

*Научный руководитель – канд.техн.таук, доц. А.С. Силантьев, канд.
техн. наук, доц. Д.С. Ванус*

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПЕРЕКРЫТИЯ НА ОСНОВЕ ТОНКОЙ ОБОЛОЧКИ В СОСТАВЕ МНОГОЭТАЖНОГО МНОГОПРОЛЕТНОГО ЗДАНИЯ

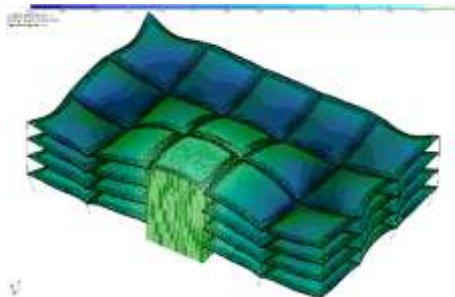
Несмотря на широкое распространение тонкостенных пространственных конструкций, развитую научно-техническую базу, развитие конечноэлементных методов расчета строительных конструкций, позволяющих с высокой скоростью и точностью выполнять расчет конструкций любой сложности, в современной практике не используются тонкостенные оболочки в качестве перекрытий многоэтажных зданий. Более того, отсутствуют исследования, рассматривающие напряженно-деформированное состояние оболочек в составе многоэтажных зданий. Из преимуществ подобных конструкций можно выделить: сниженные прогибы, что избавляет от необходимости устройства внутренних вертикальных опор, что существенно расширяет возможности объемно-планировочных решений в части архитектурно-эстетических решений, уменьшение затрат на материалы и технические ресурсы, снижает собственный вес здания, снижает нагрузку на основание и фундамент.

Для первичного рассмотрения было выбрано условное четырехэтажное здание размерами в плане 60х36м, с высотой этажа 4м, каркасной схемы с шагом колонн 12м в обоих направлениях и ядром жесткости, расположенного в середине длинного фасада (см. рис.1). Толщина оболочки принята 150мм с плавным утолщением до 300мм на расстоянии в плане 1200мм от контурной конструкции. Стрела подъема 1,2м (1/20 пролета). В качестве контурной конструкции принята балка сечением 300х600мм. Класс бетона всех конструкций – В25, класс арматуры всех конструкций – А500С. Расчет выполнен в упругой постановке методом конечных элементов в ПК ЛИРА САПР 2018. Модуль деформации горизонтальных конструкций – $0,2E_0=6000\text{МПа}$, вертикальных – $0,6E_0=18000\text{МПа}$. Диаграмма деформирования бетона – трехлинейная.

Принятые нагрузки:

1. Собственный вес, $\gamma_f=1.1$, доля длительности – 1. 2. Постоянная нагрузка 2кПа, $\gamma_f=1.2$, доля длительности – 1. 3. Кратковременная нагрузка 8кПа, $\gamma_f=1.2$, доля длительности – 0,35. Основание – жесткое. Ветровые воздействия не учитываются.

В качестве контрольных схем, кроме основной, были рассмотрены: один этаж условного здания, одна конструктивная ячейка. Т.к. рассмотрение всех действующих усилий весьма объемно, рассматриваются только продольные усилия и изгибающие моменты, а также главные напряжения, вычисленные в постпроцессоре ЛИТЕРА по



энергетической теории наибольших главных напряжений. Для краткости приводятся только изополя перемещений и главных напряжений в элементах

Рис. 1. Изополя перемещений на деформированной конечноэлементной модели здания в ЛИРА САПР.

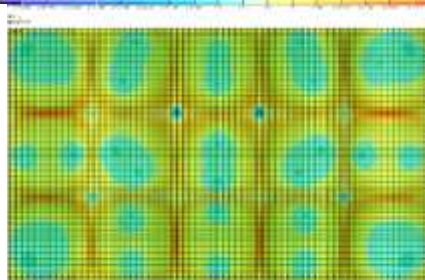


Рис. 2. Изополя главных напряжений N1 у верхней грани оболочек в перекрытии верхнего этажа

многоэтажного здания.

В одноэтажном здании интервал продольных усилий в обоих направлениях составил от $-4,32\text{МПа}$ до $4,05\text{МПа}$. В четырехэтажном здании – от $-3,74\text{МПа}$ до $5,26\text{МПа}$. Пиковые значения вблизи ядра жесткости составили до $-9,75\text{МПа}$. В отдельно стоящей ячейке интервал продольных усилий составил от -3МПа до $2,3\text{МПа}$ при шарнирном опирании и от $-1,02\text{МПа}$ до $0,49\text{МПа}$ при жестком закреплении по контуру (опирание на стены).

Значения прогибов в одноэтажном и многоэтажном многопролетных зданиях отличаются мало: максимальные прогибы составили $17,4\text{мм}$ и $11,8\text{мм}$ соответственно. При этом прогибы в отдельно стоящей ячейке достигают $38,6\text{мм}$.

Значения изгибающих моментов в одноэтажном и многоэтажном многопролетных зданиях отличаются в пределах численной погрешности: максимальные значения составили 89кНм/м и 94кНм/м соответственно в соответственных ячейках. В одноволновой шарнирно опертой по контуру оболочке максимальные значения составили до 71кНм/м .

Кроме того, следует отметить, что с увеличением удаленности ячейки от ядра жесткости наблюдается увеличение вертикальных и горизонтальных деформаций; увеличение значений растягивающих продольных сил в зонах стыка конструктивных ячеек.

В целом можно отметить следующие зависимости: НДС одноволновой и многоволновых оболочек существенно различаются, различается и НДС оболочки в зависимости от положения на плане поэтому следует с осторожностью следовать рекомендациям СП 52-117-2008 касательно расчета многоволновых оболочек.

Более глубокое изучение НДС тонкостенных оболочек, используемых в качестве перекрытий в составе многоэтажных зданий требует детального рассмотрения, в т.ч. расчета по нелинейной деформационной модели, рассмотрения различных конструктивных и объемно-планировочных решений и подробного количественного сопоставления НДС различных вариантов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Власов В.З.* Избранные труды, том 1, очерк научной деятельности, «Общая теория оболочек», статьи. – М.: Издательство академии наук СССР, 1962 – 528с.

2. СП 52-117-2008*. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Методы расчета и конструирование: -М.: [б.и.] 2008. - 322с.

3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003: -М.: [б.и.], 2012. -161с.

4. *Силантьев А. С., Мазуров И. Н.* К вопросу оценки экономической эффективности плит перекрытий на основе тонких оболочек с малой стрелой подъема // Промышленное и гражданское строительство. 2017. №6. С.45-49

ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ С ТРЕЩИНАМИ ДО И ПОСЛЕ ИХ УСИЛЕНИЯ КОМПОЗИТНЫМИ ТКАНЯМИ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

По сравнению с традиционными методами усиления железобетонных конструкций, усиление при помощи композитных материалов является перспективным направлением для повсеместного применения при реконструкции.

Использование такого рода усиления имеет широкое распространение в зарубежных развитых странах, таких, как США, Германия, Швейцария и т.д. Это обусловлено рядом преимуществ по сравнению с усилением стальными, либо железобетонными элементами. Например, если сравнивать усиление композитными тканями с методом наращивания площади поперечного сечения, то второй имеет такие существенные недостатки, как необходимость демонтажа конструкций полов и потолков в месте усиления и необходимость осуществления больших технологических перерывов в работе помещений, что связано с большим временем твердения бетона и сложностью установки опалубочных систем. Немаловажным фактором является вес усиления. Например, вес усиления конструкций перекрытий традиционными методами в большой мере может повлиять на несущую способность нижележащих колонн. При усилении композитными тканями такая вероятность намного ниже, так как вес композитных тканей в разы меньше как железобетонного, так и стального усиления.

Однако усиление традиционными методами обладает и определенными преимуществами перед усилением композитными материалами – это большой опыт использования традиционных методов, доступность необходимых материалов и методик расчета усиления, что иногда является существенным фактором при выборе типа усиления [3, 4, 5].

Для более широкого внедрения такого вида усиления, как наклейка композитных материалов на несущие железобетонные элементы здания в России и странах СНГ, необходимо обеспечить возможность удобного и точного расчета. Одной из программ, с помощью которой можно осуществить расчет необходимой толщины композитного материала для усиления железобетонного элемента, является вычислительный комплекс ПРИНС [1, 2]. Комплекс позволяет рассчитывать железобетонные плиты с учетом пластических

деформаций и трещинообразования. Для использования ВК ПРИНС на стадии предварительного расчета при усилении плит композитными тканями реализованный ранее в этом комплексе алгоритм был модифицирован таким образом, чтобы можно было автоматически менять расчетную схему в процессе расчета, а именно – инициировать трещины, менять пакет материалов, менять направление нагружения. Это особенно важно в тех случаях, когда ремонт осуществляется без демонтажа конструкции с полным или частичным снятием полезной нагрузки. Блок-схема модифицированного алгоритма приведена на рис.1.

В качестве иллюстрации возможностей ВК ПРИНС приводим результаты расчета плиты перекрытия размером 6х1 м, шарнирно-опертой вдоль коротких сторон. Плита имеет толщину 300 мм, выполнена из бетона класса В25 и арматуры класса А-400 площадью $A_s=39,3 \text{ см}^2$. Расчет проводился с целью определения несущей способности плиты в трех вариантах: 1) без начальных трещин, 2) с трещинами, возникшими на стадии эксплуатации и 3) для плиты, усиленной одним слоем углеродной ткани FibARM – 240/1200 после возникновения трещин при снятии полезной нагрузки.



Рис.1. Блок-схема модифицированного алгоритма

Результаты расчета представлены на рис.2 в виде диаграммы зависимости максимального прогиба от нагрузки.

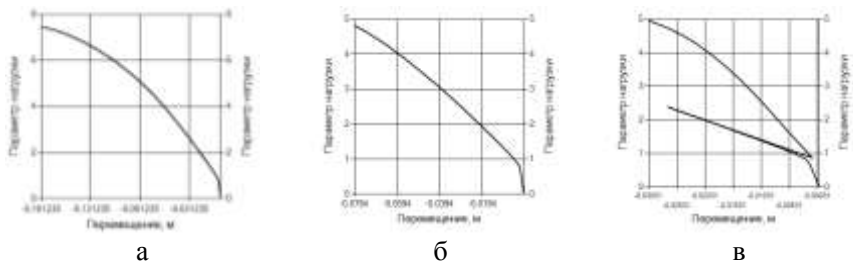


Рис. 2 Кривые нагрузка-прогиб при нагружении плиты до разрушения при различных условиях: а- без начальных трещин, б – с заданными параметрами трещин, в – с усилением плиты перекрытия 1 слоем углеродной ткани после возникновения трещин.

Из графиков нагрузка-прогиб видно, что при расчете плиты без учета трещин максимальная нагрузка, которую выдерживает плита до разрушения составляет 74,4 кПа, при расчете плиты с учетом трещин максимальная нагрузка составила 48 кПа, с учетом усиления одним слоем углеродной ленты максимальная нагрузка возросла до значения 49,9 кПа.

Таким образом, расчет железобетонной плиты с учетом физической нелинейности в вычислительном комплексе ВК ПРИНС показывает, что развитие трещин способствует значительной потере несущей способности и расчет усиления углеродной лентой необходимо производить с учетом всех имеющихся дефектов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Агапов В.П.* Армирование и расчет железобетонных плит на прочность в вычислительном комплексе ПРИНС//Научное обозрение, 2015 №23, с 90-94
2. *Агапов В.П.* Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости конструкций//Изд-во АСВ, М., 2005-245 с. 3.
3. *Тамразян А.Г., Орлова М.А.* К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами//Жилищное строительство. 2015. № 6. С. 32-34.
4. *Tamrazyan A.G.* Calculation of reinforced concrete plates with hole at long-term loading. В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 21, Construction - The Formation of Living Environment. 2018. С. 052021.
5. *Тамразян А.Г., Филимонова Е.А.* Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг. Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 84-90.

МЕТОДИКИ МОДЕЛИРОВАНИЯ ПУСТОТНЫХ МОНОЛИТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Существуют множество преимуществ МКЭ как числового метода. Во-первых, это возможность приведения задачи, непосредственно, к системе линейных и нелинейных уравнений без формулировки их дифференциальных аналогов. Во-вторых, вся среда расчленяется на множество элементов, каждый элемент рассматривается как отдельная часть конструкции. Эти элементы можно выбрать так, чтобы условия их работы совпадали с условиями работы бетонных и железобетонных образцов в виде кубов, цилиндров, призм при испытаниях. В-третьих, основные операции МКЭ стандартны, которые не зависят от типа и размерности применяемых конечных элементов, что позволяет создавать программные комплексы для расчета конструкций обширного класса и назначения [1].

Для расчетов пустотных монолитных плит существует несколько методик с применением МКЭ.

1) Моделирование сетки ребер стержневыми элементами

Существует вариант задания плиты без моделирования плоской части оболочечными элементами, плитная часть сечения учитывается в сечении стержневых элементов, которым задается двутавровое или более сложное сечение (Рис. 1) [2]. По своей сути, это известный аналитический метод балочного роста, в соответствии с которым перекрытие рассматривают как систему продольных и поперечных перекрестных балок. Плита перекрытия вводится в состав перекрестных балок.



Рис. 1. Моделирование сетки ребер стержневыми элементами (пространственная модель)

Выполняется расчет системы перекрестных балок, как многократно статически неопределимой системы, с использованием методов строительной механики, определяются усилия в продольных и поперечных балках, а также в местах их пересечения [3].

Применения этого метода не позволяет построить точную расчетную модель перекрытия с учетом ее точных габаритов и требует большей идеализации геометрии. В [2] не рассмотрены вопросы моделирования сплошных участков перекрытия вблизи вертикальных несущих конструкций. Кроме того, при построении модели требуется перевод

нагрузок распределенных по плоскости к линейным распределенным нагрузкам, действующим на стержневые элементы [6,7].

2) Моделирование плиты и ребер оболочечными элементами

Суть метода заключается в том, что верхняя и нижняя полки плиты моделируются отдельно друг от друга оболочками с определенным шагом сетки. Ребра между пустотами также моделируются оболочечными элементами [4]. Для обеспечения точности расчетов рекомендуется, чтобы ребро по высоте было разделено на несколько конечных элементов (Рис 2). Для обеспечения корректной стыковки элементов по высоте на участках вблизи колонн, где плита выполняется сплошной без пустот, рекомендуется использование объемных конечных элементов. Создание и анализ подобной расчетной схемы является трудоемким процессом.



Рис. 2. Моделирование плиты и ребер оболочечными элементами (пространственная модель)

При использовании расчетной модели с моделированием ребер и полок отдельными оболочечными элементами расчетная арматура подбирается вручную на основании усилий, полученных в модели.

С повышением количества КЭ при моделировании ребер оболочками значительно увеличивается размерность задачи, для ее решения требуется большее количество ресурсов компьютера и времени для вычислений. Кроме того, увеличивается размер матрицы жесткости, что может приводить к снижению точности вычислений из-за ухудшения сходимости.

3) Моделирование перекрытия условной изотропной плитой постоянной толщины

Суть метода моделирования изотропной плиты заключается в том, что пустотное монолитное перекрытие моделируется из стандартных оболочечных элементов, так же как моделируется сплошное безбалочное монолитное перекрытие. Однако необходимо снизить жесткость плиты в обоих направлениях и уменьшить плотность материала, для уменьшения нагрузок собственного веса. Либо можно не уменьшать плотность, но тогда необходимо нагрузки от собственного веса задавать, не используя программные процессы (Рис. 3).

В настоящее время есть масса различных источников, в которых рассматриваются вопросы приведения сечения пустотной плиты к эквивалентному сечению двутавровой балки. Овальные и круглые пустоты для упрощения вычислений приводят к эквивалентным прямоугольным [5].

Для пустотных плит перекрытий с точки зрения трудозатрат и простоты анализа напряженно-деформируемого состояния наиболее эффективным и рациональным является метод изотропной плиты. При моделировании многопустотных плит стандартными КЭ оболочками, применение нового вида конструкций не приводит к усложнению расчетных схем и необходимости разработки новых алгоритмов по их анализу.



Рис. 3. Моделирование перекрытия условной изотропной плитой постоянной толщины (пространственная модель)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Ефимцева Е.Э.* Способы моделирования кессонных перекрытий / Е.Э. Ефимцева // Актуальные проблемы гуманитарных и естественных наук. – 2015. - №11-5. - с. 14-20.
2. *Малахова А.Н.* Пустотные кессонные плиты перекрытий монолитных многоэтажных зданий/ А.Н. Малахова // Вестник МГСУ. - 2016. - №6.
3. *Чучмай А.М.* Развитие аналитических и численных методов расчета железобетонных кессонных перекрытий [текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01: защищена 2016 / Чучмай А. М.. – Одесса, 2016.
4. *Дмитриева Т.Л.* Реализация алгоритмов численной оптимизации в современных программных комплексах / Т.Л. Дмитриева, Ле Чан Минь Дат, Нгуен Ван Ты. – Иркутск: Изд-во ИрННТУ, 2015. – 160 с.
5. *Calavera, J.* Manual for detailing reinforcement concrete structures to EC2/ Jose Calavera. – New York: Spon Press, 2012 – 503 с.
6. *Тамразян А.Г., Долганов А.И., Калеев Д.И., Жихарев Ф.К., Звонов Ю.Н., Зубарева С.Э., Убыш А.* К вероятностной оценке надежности железобетонных многопустотных панелей перекрытий//Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2017. № 4 (370). С. 267-271.
7. *Tamrazyan A.G.* Calculation of reinforced concrete plates with hole at long-term loading//В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 21, Construction - The Formation of Living Environment. 2018. С. 052021.

ОПТИМИЗАЦИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ТРЕХСЛОЙНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ ТРЕБОВАНИЙ ПРОЧНОСТИ И ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ

Задача оптимизации конструкций считается одним из основных вопросов при проектировании, поскольку позволяет решить проблемы достижения наилучшей эффективности получаемых изделий при сопоставимых материало- и трудозатратах, а так же их уменьшении. Таким образом, давая определение понятию «оптимизация», можно сказать, что оптимизация – это процесс определения наилучшей совокупности параметров элемента, при заданных характеристиках, обеспечивающих рациональное решение задачи из множества вариантов[1-5].

Для правильной постановки задачи оптимизации необходимо корректно определить: 1) критерии, в соответствии с которыми производится сравнение оптимизируемых параметров; 2) крайние значения допустимой области выбранных характеристик; 3) метод, в соответствии с которым находятся характеристики элемента, исходя из заданных параметров. Соответственно, решение вопросов оптимизации сводится к максимизации или минимизации значений характеристик в пределах заданного интервала, что можно выразить следующим выражением:

$$A_1(x) \leq A(x) \leq A_2(x). \quad (1)$$

где, $A_1(x)$ и $A_2(x)$ - границы изменения параметров характеристики $A(x)$

Рассматривая задачу оптимизации конструктивных параметров трехслойных железобетонных перекрытий с учетом требований прочности и теплопроводности, можно выявить, что основными критериями являются теплопроводность и прочность. Принимая во внимание требования по данным характеристикам, необходимо выявить конструктивные параметры обеспечивающие оптимальную, а именно как можно более наименьшую, теплопроводность плиты и, вместе с тем, достаточную прочность.

Трехслойные плиты перекрытия представляют собой слоистую конструкцию. Анализируя данную конструкцию, можно понять, что данный тип плит представляет собой неоднородную среду, изменение свойств которой происходит лишь вдоль одной координаты. Данные

особенности конструкции улучшают звуко- и теплоизоляционные свойства плиты.



Рис. 1. Трехслойная плита перекрытия

Говоря о прочности трехслойной плиты, ее расчет схож с расчетом многопустотной плиты перекрытия, и определяется соответствием требованиям, необходимым для восприятия расчетных нагрузок.

При рассмотрении теплопроводности плиты, ее степень зависит от коэффициента теплового сопротивления, зависящий от коэффициента теплопроводности, и не зависящим от порядка расположения слоев в плите.

Таким образом, задача оптимизации теплопроводности плиты сводится к нахождению толщины слоев, имеющих граничные условия в виде минимальной и максимальной толщины железобетонных слоев, соответствующих нормам, а так же наличию таких значений сопротивления теплопередачи, которые не будут превышать нормируемые.

Теплотехнический расчет для неоднородной конструкции будет выглядеть следует начинать с определения нормируемого значения сопротивления теплопередаче конструкции

$$R_0^{np} = a \cdot GCOП \cdot b, \quad (2)$$

$$GCOП = (t_e - t_{om.nep}) \cdot z_{om.nep}, \quad (3)$$

где, $a, b, t_e, t_{om.nep}, z_{om.nep}$ - определяются по СП 131.13330.2012

Далее расчет производится в два этапа:

- 1) Относительно плоскости параллельной тепловому потоку
- 2) Плоскости перпендикулярной тепловому потоку

В первом случае расчет производится на двух участках, первый из которых включает в себя три слоя конструкции (железобетон, слой пенополистирола, третий слой – железобетон), и второй состоящий из одного слоя железобетона

$$R_a = \frac{F_I + F_{II}}{\frac{F_I}{R_I} + \frac{F_{II}}{R_{II}}}, \quad (4)$$

где, R_I, F_I - сопротивление теплопередаче и площадь первого участка соответственно,

R_{II}, F_{II} - сопротивление теплопередаче и площадь второго участка соответственно,

R_a - сопротивление теплопередаче плиты параллельно тепловому потоку.

Аналогично вычисляется сопротивление теплопередаче перпендикулярно тепловому потоку R_b .

Общее термическое сопротивление плиты находится по формуле:

$$R_{\text{плиты}} = \frac{R_a + R_b}{3}. \quad (5)$$

Обобщая вышесказанное, оптимизация конструктивных параметров позволяет найти наилучшие решения конструкций с учетом требований критериев.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Гринева В.Б., Филипов А.П.* Оптимизация элементов конструкций по механическим характеристикам. Изд. «Наукова Думка» Киев, 1975 г.

2. *Тамразян А.Г.* Оптимизация параметров железобетонных пластин при разных краевых условиях//Известия высших учебных заведений. Строительство. 1986. № 2. С. 46-49.

3. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.* Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

4. *Тамразян А.Г., Филимонова Е.А.* Структура целевой функции при оптимизации железобетонных плит с учетом конструкционной безопасности//Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 9. С. 14-15.

5. *Тамразян А.Г., Филимонова Е.А.* Метод поиска резерва несущей способности железобетонных плит перекрытий//Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 3. С. 23-25.

*Студент магистратуры 2 года обучения 1 группы ИСА Путинцев
Н.Е.*

Научный руководитель - канд. техн. наук, доц. Л.И. Ёлишина

РАЗРАБОТКА КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ СТЕНКИ ЦИЛИНДРИЧЕСКОГО РЕЗЕРВУАРА ИЗ ЛЕГКОГО БЕТОНА ДЛЯ ХРАНЕНИЯ СПГ

Задачей работы являлось предложение по конструированию стенки железобетонного резервуара для хранения сжиженного природного газа (далее «СПГ») с применением лёгкого бетона и изучение влияния такого конструктивного решения на долговечность сооружения, срок его безремонтной эксплуатации, а также выявление экономической эффективности данного конструктивного решения. Современное состояние отечественной нормативной базы в области проектирования крупных изотермических железобетонных резервуаров для хранения СПГ требует дальнейшего развития [1].

В расчётной схеме наружной оболочки резервуара СПГ наиболее значимыми оказываются действия внутренних нагрузок - избыточное давление содержимого резервуара, находящегося: а) в газообразном состоянии и б). в жидком состоянии (гидростатическое давление) в аварийной ситуации. Внешние воздействия, такие как ветровые и снеговые, для крупных резервуаров практически не соизмеримы с воздействиями внутренними [2].

В важнейших конструкциях изотермических резервуаров рекомендуется применять высокопрочный легкий бетон по причине потенциально более выгодных по сравнению с тяжелым бетоном экономических показателей и показателей долговечности (Выше значение морозостойкости до 50% и водостойкости до 20%) [3].

Сравнение напряженно-деформированного состояния резервуаров из легкого и тяжелого бетонов выполнялось с учетом одних и тех же исходных данных в стадии вакуумного испытания и эксплуатации.

Сравнительный анализ результатов расчета по максимальным усилиям в стенке резервуара и требуемой арматуре позволяет сделать вывод о том, что за счёт пониженной плотности конструкционного легкого бетона ($\rho_{\text{ср,лб}} = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\rho_{\text{ср,тб}} = 2500 \text{ кг/м}^3$) значительно уменьшаются вертикальные нагрузки (до 20-25 %), и, как следствие, уменьшается количество вертикальной арматуры (до 15-20 %). Горизонтальные нагрузки, за исключением уменьшения усилий распора от крыши из-за снижения её веса, остались прежними. Количество горизонтальной арматуры, в том числе напрягаемой, не изменилось.

С экономической точки зрения в части снижения эксплуатационных расходов чрезвычайно важен вопрос обеспечения максимальной долговечности конструкции и периода безремонтной эксплуатации. Отсрочка планового капитального ремонта значительно снижает

затраты на содержание объекта, особенно в условиях удаленности, размещения объектов в районах с неразвитой инфраструктурой, в том числе в районах Крайнего Севера, масштабности сооружений и ответственности конструкций резервуаров СПГ.

Долговечность конструкции находится в прямой зависимости от процессов коррозии арматуры в бетоне и деструктивных процессов в теле бетона, которые, в свою очередь, значительно ускоряются при появлении первых трещин в защитном слое бетона [8]. По этой причине образование трещин в конструкциях объектов повышенной ответственности недопустимо в течение всего жизненного цикла сооружения. Появление трещин является поводом начала ремонтных работ.

Другим поводом планового ремонта служит потеря бетоном защитного действия по отношению к арматуре, которое зависит от способности цементного камня пассивировать сталь [4]. Комплекс выполненных исследований [5] показал, что диффузия CO_2 вглубь бетона, с одной стороны, снижает pH жидкой его фазы, но с другой, в процессе кальматации пор новообразованиями ограничивает продвижение углекислого газа атмосферы и скорость нейтрализации бетона в целом замедляется.

Расчёт глубины проникновения процесса карбонизации и его продолжительности ведется по [6]:

$$x_1 = \sqrt{\frac{2D' \cdot c_1 \cdot \tau_1}{m_0}}; \quad \tau_1 = \frac{x_1^2 \cdot c_2 \cdot \tau_2}{x_2^2 \cdot c_1}, \text{ где}$$

D' – эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в бетоне, $\text{см}^2/\text{с}$;

m_0 – реакционная ёмкость бетона по отношению к CO_2 ;

x_1 – глубина карбонизации, см;

x_2 – глубина карбонизации в см в ускоренных испытаниях при объёмной концентрации углекислого газа c_2 за время τ_2 ;

c_1 – концентрация углекислого газа по объёму в условиях эксплуатации;

τ_1 – продолжительность карбонизации в условиях эксплуатации или длительность защитного действия бетона.

Испытания высокопрочных (В60) образцов из легкого бетона в сравнении с образцами из тяжелого бетона при идентичных условиях твердения показывают большую сопротивляемость карбонизации [7]. В одинаковом промежутки времени проникновение CO_2 в лёгкий бетон оказалась не менее, чем в 1.5 раза ниже, по сравнению с тяжелым. Исходя из представленной ранее формулы, можно сделать вывод о том, что период полной карбонизации установленного защитного слоя из

лёгкого бетона окажется не менее, чем в 2 ($1,5 \cdot 1,5 = 2,25$) раза ниже, чем из тяжелого бетона.

Так при толщине защитного слоя в 45 мм резервуар из тяжелого бетона должен обеспечить 25-ти летний период безремонтной эксплуатации, а резервуар из легкого бетона – 55.

Морозостойкость бетона также влияет на величину безремонтного срока эксплуатации, так как следующее за множеством циклов замораживания и оттаивания снижение прочности бетона приводит к образованию трещин. Увеличение марки морозостойкости прямо пропорционально влияет на ожидаемую долговечность конструкции.

В результате выполненной работы подтвердились предполагаемые преимущества применения для стенки резервуара хранения СПГ легкого бетона взамен тяжелого. Такое решение положительно влияет на долговечность сооружения и экономическую эффективность его использования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Рахманин А.И.* Обеспечение безопасности резервуаров для хранения сжиженного природного газа с учетом негативных эксплуатационных факторов. Москва, 2014. С. 137.
2. *Едигаров С.Г., Бобровский С.* Проектирование и эксплуатация нефтебаз и газохранилищ. Москва: Издательство “НЕДРА,” 1973.
3. *Давидюк А.Н., Ёлшина Л.И.* Опыт научно-технического сопровождения строительства железобетонных резервуаров для сжиженного газа на территории Ямала // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2016. № Оборудование. Р. 6–9.
4. *Степанова В.Ф.* Долговечность бетона. Учебное пособие для вузов. Москва: Ассоциация строительных вузов, 2014. 126с.
5. *Elshina L.I.* Durability of concrete reinforced by specific rebar.// IPICSE-2018 MATEC Web of Conf. 251, 02039, Moscow, Nov., 2018
6. *Ярмаковский В.Н.* Физико-химические основы получения высокопрочных и высокодолговечных конструкционных легких бетонов // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2016.С.1–6.
7. *Lo T.Y., Tang W.C., Nadeem A.* Comparison of carbonation of lightweight concrete with normal weight concrete at similar strength levels // Constr. Build. Mater. 2008. Vol. 22, № 8. P. 1648–1655.
8. *Каприелов С.С., Гольденберг А.Л., Тамразян А.Г.* О самозалечивании высокопрочного бетона, подвергнутого деструкции при циклическом замораживании//Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2017. № 5 (371). С. 56-61.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ЗДАНИЯ ДЛЯ АНАЛИЗА НДС В РЕЖИМАХ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ

Вопросы исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) здания с учетом поэтапного изменения расчетной модели требуют своей проработки в связи с положением ФЗ 384 (ст. 16). Однако, существующие традиционные методы сложились на основе применения их к проектированию зданий простой архитектуры и малой этажности. Набор элементов модели, в подобных случаях, соответствует состоянию готового объекта. Схема отображает конечное положение всех элементов и внешних связей, характерных для основного эксплуатационного периода. В расчете не предусматривался учет процесса создания конструкции, а также поэтапного нагружения и деформации элементов. Подобное положение не соответствует реальной строительной практике.

Анализируя простейшие конструктивные схемы можно прийти к выводу о том, что история формирования НДС конструкции важна при расчетном прогнозировании. Можно выделить несколько основных временных периодов работы сооружения:

- этап возведения;
- этап основного эксплуатационного периода;
- этап особых условий эксплуатационного периода (сейсмические и другие аварийные воздействия) [3].

На НДС конструкции влияют осадки основания, зависящие от типа грунта[4]. Из сравнения пластических деформаций различных грунтов следует, что деформации глинистых грунтов протекают в разы дольше, чем песчаных. Таким образом, в период эксплуатации сооружения перемещения конструкции будет происходить под действием осадок основания, влияя тем самым на НДС системы в процессе длительного времени, в то время как в период строительства влияние осадок не столь существенно, поскольку временной период мал. НДС системы в этот период зависит в большей степени от нагрузок собственного веса возводимой конструкции (см. Рис.) [5].

Из графика видно, что нагрузка на несущую конструкцию здания не возникает мгновенно в конечном ее объеме, величина нагружения существенно изменяется с каждым этапом от возведения фундамента до полного проектного состава элементов конструкции и далее при возникновении аварийных нагрузок.

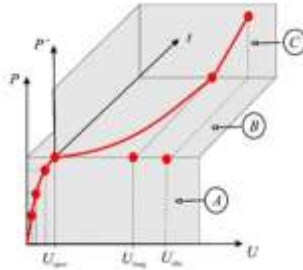


Рис. 1. Схема многорежимного расчета с наследованием НДС и корректировкой расчетной модели (А – режим возведения/генерации; В – режим основного расчетного периода с длительно действующими нагрузками; С – режим действия кратковременных/особых нагрузок)

В своей работе [1] показано, что усилия элементов конструкции на отдельных этапах монтажа могут иметь существенные отличия от проектных.

Рассматривая в качестве примера несколько этапов монтажа конструкции (см. Рис.), выделим следующее:

- возводя i -й этаж здания отметку перекрытия приводят в проектное положение и бетонируют верхнюю поверхность до получения горизонтальной плоскости;
- далее происходит деформация конструкции и основания под действием нагрузок (нагрузки от собственного веса являются доминирующими);
- при возведении этажа $i+1$ приходится изменять проектную длину вертикальных конструкций, что обусловлено требованием приведения отметки перекрытия в проектное положение [2].

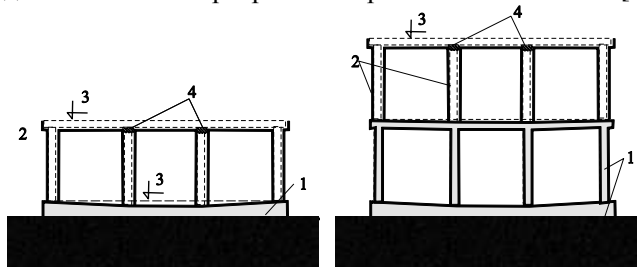


Рис. 2. Схема изменения расчетной модели в процессе возведения: 1- построенная часть; 2 – опалубка; 3 – проектные отметки; 4 – дополнительная часть)

В данной методике «наращивания» конструкции, используемой на практике, явно просматривается изменение расчетной модели от этапа к этапу, а следовательно, отличие конечной схемы конструкции здания

от проектной. За изменением длины элемента следует изменение его работы и НДС.

Таким образом, для обеспечения более объективного прогноза НДС сооружения необходимо применять технологию, которая позволяет учитывать изменение внешних связей конструкции и ее деформации в процессе строительства и эксплуатации. О подобном методе оптимизации конструкции сооружения, основанные на поэтапном разделении расчетной схемы и исключении соответствующих КЭ из общей модели изложены в работе [2]. Необходимо также учесть последовательность возведения здания и «наследование» нагрузок и деформация при переходе от одного этапа к другому, поскольку анализ несущей системы, выполненный как анализ одной окончательной монтажной схемы, не может учесть НДС, сформировавшегося на предыдущем этапе создания несущей системы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Завьялова О.Б.* Учет истории нагружения монолитных железобетонных плитно-стержневых систем при определении напряженно-деформированного состояния их элементов// Промышленное и гражданское строительство. 2012. №7. С. 58-61.
2. *Перельмутер А.В., Сливкер В.И.* Расчетные модели сооружений и возможность их анализа — 4-е изд., переработанное. — М.: Издательство СКАД СОФТ, 2011, 736 с.
3. Chu D. N., Xie Y. M., Hira A. and Steven G. P. (1996): Evolutionary structural optimization for problems with stiffness constraints. Finite Elements in Analysis and Design, Vol. 21, 239-251.
4. *Кабанцев О.В., Тамразян А.Г.* Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции. Инженерно-строительный журнал, 2014. №5(49), , стр.15-26.
5. *Кабанцев О.В., Романова А.А.* влияние времени упруго-пластического деформирования грунтов основания на расчетную модель зданий в режиме возведения конструкций. Сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры, 2018
6. *Перельмутер А.В., Кabanцев О.В.,* Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой. — М.: Издательство СКАД СОФТ, Издательский дом АСВ, 2015, 148 с.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРУЕМОЕ СОСТОЯНИЕ ПЛАСТИНЧАТО-СТЕРЖНЕВОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ФЕРМЫ

Пластинчато-стержневые фермы являются конструктивными образованиями, состоящими из пластинчатых элементов. Особенность таких конструкций – работать на изгиб из плоскости конструкций, то есть воспринимать кручение [1-3].

Для определения напряженно-деформированного состояния фермы в статье рассматриваются: статический расчет пластинчато-стержневой фермы с определением изгибающих моментов, продольных и поперечных сил в каждом элементе фермы, а также составлена расчетная схема и проведен расчет методом конечных элементов в сертифицированном программном комплексе ЛИРА САПР [4,5].

Изгибающие моменты, которые образуются в пластинчатых элементах фермы, и их векторы, направленные по правилу обратного буравчика изображены на рис.1. Данное распределение моментов можно представить в расчетной схеме, изображая стержни защемленными в узлах пластинами, способными воспринимать изгибающие моменты только в своей плоскости.

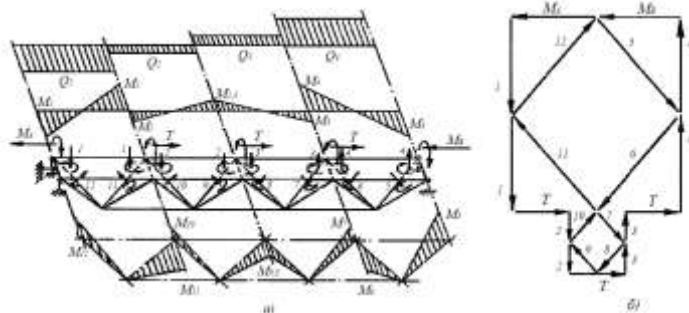


Рис. 1. Расчетная схема пластинчато-стержневой фермы
а) эпюры изгибающих моментов и поперечных сил; б) диаграмма векторов моментов.

Знаки и значения изгибающих моментов в элементах пластинчато-стержневых ферм определяются графическим методом по диаграмме Кремоны-Максвелла (возможен метод вырезания узлов, начиная с опорного).

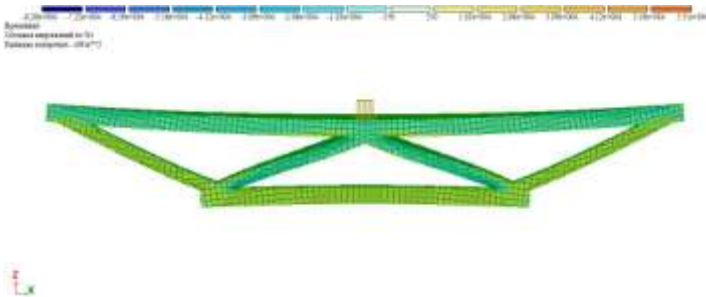
Изгибающие моменты и поперечные силы для фермы на рис.1, согласно изложенному выше, равны:

$$\begin{aligned}
 M_1 &= M_4 = 1,5 \frac{T}{\tan \alpha}; \\
 M_2 &= M_3 = 0,5 \frac{T}{\tan \alpha}; \\
 M_5 &= M_6 = M_{11} = M_{12} = 1,5 \frac{T}{\sin \alpha}; \\
 M_7 &= M_8 = M_9 = M_{10} = 0,5 \frac{T}{\sin \alpha}; \\
 Q_1 &= Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_{11} = Q_{12} = 1,5 \frac{T}{h}; \\
 Q_2 &= Q_3 = Q_7 = Q_8 = Q_9 = Q_{10} = 0,5 \frac{T}{h},
 \end{aligned}$$

где α – угол наклона раскосов к поясам, °; T – узловые крутящие моменты, кН·м.

Рассмотрим расчет пластинчато-стержневой фермы в ПК ЛИРА САПР. Ферма имеет следующие размеры: ширина верхнего пояса – 600 мм, высота – 160 мм; ширина нижнего пояса – 240 мм, высота – 160 мм; общая высота фермы – 900 мм, длина – 6 м. Закрепление фермы в пространстве выполнено по верхнему поясу (разрешен поворот по Uy).

Расчетная схема представляет собой совокупность объемных элементов. Верхний пластинчатый пояс и нижний стержневой состоят из элементов, имеющих кубообразную форму с размерами 20 на 20 мм. Такое разбиение фермы необходимо для получения точности распределения изополей напряжений. Раскосы также состоят из объемных элементов, но имеют отличную от элементов верхнего пояса размеры и форму, так как раскосы должны иметь переменное по своей длине сечение (рис.2).



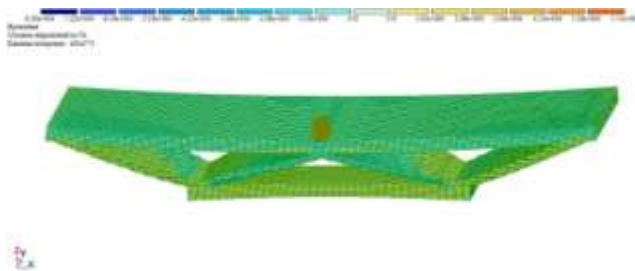


Рис. 2. Мозаика напряжений по N_x .

В нагрузках учитывался собственный вес фермы и временная нагрузка, приложенная в узел фермы с эксцентриситетом. Так как приложение нагрузок было выполнено на объемные элементы, то вместо узловой силы была задана распределенная на участок 8×16 см в узле.

В результате проведенного расчета в ПК ЛИРА САПР характер напряженного состояния в пластинчатых элементах убедительно показывают, что все пластинчатые элементы пластинчато-стержневой фермы испытывают сложное силовое воздействие. Элементы верхнего пояса и восходящие раскосы подвержены поперечному изгибу и осевому сжатию, нисходящие раскосы поперечному изгибу и осевому растяжению.

Пластинчато-стержневые конструкции могут применяться в разных отраслях. Их применение эффективно, так как они способны работать в условиях сложного силового воздействия. Дальнейшее их изучение, постановка экспериментов позволит производить пластинчато-стержневые конструкции, что поможет внедрить их в строительную отрасль.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Топилин А.Н.* Пластинчато-стержневые железобетонные конструкции с повышенной сопротивляемостью кручению. Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. с. 105-109.
2. *Топилин А.Н., Санникова Н.А.* Однобалочный мостовой переход. Бюллетень Строительной Техники (БСТ). 2018. № 2 (1002). с. 58-59.
3. *Топуров К.Х., Топилин А.Н., Иванчев И.И., Иваненко Н.И.* Железобетонные автодорожные мосты. Москва, АСВ, 2008 г.
4. *Тамразян А.Г.* Рекомендации к разработке требований к живучести зданий и сооружений//Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 77-83.
5. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.* Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА МОНОЛИТНЫХ ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

Одной из технологий преднапряжения монолитных конструкций является технология преднапряжения без сцепления арматуры с бетоном в плитных и балочных конструкциях. В нашей стране данная технология пока не нашла массового применения в жилищном и гражданском строительстве. Однако ряд достоинств технологии преднапряжения без сцепления арматуры с бетоном обеспечивает перспективность применяя [1,2,3,4,5].

Система преднапряжения элементов без сцепления арматуры с бетоном обеспечивает отсутствие сцепления благодаря тому, что преднапрягаемая арматура находится в индивидуальной пластиковой оболочке со смазкой. Такая схема каната называется «моностренд». Смазочный состав между канатом и оболочкой позволяет уменьшить коэффициент трения до 0,06 и, как следствие, уменьшить потери предварительного напряжения от трения. Передача усилий от каната на бетон осуществляется через установленные анкерные устройства.

На данный момент в «монострэндах» применяются канаты двух марок по пределу прочности (f_{pk}) – 1860 МПа и 1770 МПа. Основной расчетной характеристикой для данных канатов является условный предел текучести (при остаточной деформации 0,1%) $f_{p0,1k}$, равный для канатов марки 1860 Н/мм² от 1600 МПа – 1660 МПа (в зависимости от производителя и партии) и 1520 МПа для марки канатов 1770 МПа (EUROCODE 2, 2009). На рис. 1 приведен график относительной деформации. Наиболее целесообразным является применение канатов марки 1860 МПа, так как при схожих ценовых характеристиках они имеют несущую способность на 5-9% выше, чем канаты марки 1770 Н/мм² того же сечения. Сейчас в НИУ МГСУ проводятся испытания

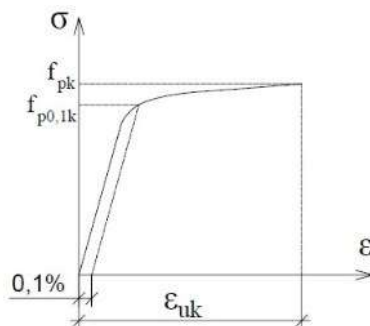


Рис. 1. Нормируемые точки f_{pk} и $f_{p0,1k}$

преднапряженных железобетонных балок, в ходе которых у арматуры был установлен предел текучести больший, чем было заявлено производителем.

Нужно выделить наличие следующих особенностей при расчете элементов с преднапряженной арматурой без сцепления с бетоном. Во-первых, при расчете железобетонных сечений по первой группе предельных состояний канаты в пластиковой оболочке учитываются с усилием предварительного напряжения за вычетом всех потерь σ_{sp} , которое обычно значительно ниже, чем расчетное сопротивление R_{sp} . Во-вторых, при расчете сечений по второй группе предельных состояний не учитывается площадь канатной арматуры без сцепления с бетоном в сечении, но должны учитываться положительные эффекты от предварительного напряжения (обжатие, разгружающие моменты).

В ПК Лира была смоделирована железобетонная балка с преднапряженной арматурой без сцепления с бетоном на шарнирно-подвижных опорах, представленная на рис. 2. Полезная нагрузка к балке прикладывается в двух точках. Итерационным методом была определена нагрузка, при которой в верхней сжатой зоне балки достигается предел прочности бетона – то есть происходит разрушение балки. Эпюры нормальных напряжений в балке, смоделированной в ПК Лира, представлены на рис. 3. При этом относительное удлинение арматуры достигает 0,2%. Это значит, что арматура находится в стадии упругой работы и сохраняет свои свойства.



Рис. 2. Деформированная модель железобетонной балки без сцепления преднапряженной арматуры с бетоном в ПК Лира

Это связано с тем, что при отсутствии сцепления арматуры с бетоном, напряжение распределяется равномерно по всей длине арматуры. В местах раскрытия трещин не происходит концентрация напряжений, как это происходит в случае наличия сцепления арматуры с бетоном, потому что в трещинах пропадает сцепление арматуры с бетоном.

В НИУ МГСУ были проведены испытания двух железобетонных балок с преднапряженной арматурой без сцепления с бетоном, в ходе которых данные расчета были подтверждены – балки разрушались при разрыве ненапрягаемой арматуры.

Таким образом при расчете преднапряженных конструкций с использованием напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном нужно

учитывать, что конструкция разрушается при достижении расчетного сопротивления ненапрягаемой арматурой. На стадии разрушения конструкции преднапряженная арматура без сцепления с бетоном не достигает расчетного значения, что и подтверждает расчет и эксперимент. Таким образом в арматуре сохраняется преднапряжение. Это усилие, которое сохраняется в балке в течение всего периода ее эксплуатации с момента натяжения конструкции, увеличивает внутренний момент конструкции:

$$M_{\text{внеш}} - M_p \leq M_{\text{внутр}} ; \quad M_{\text{внеш}} \leq M_{\text{внутр}} + M_p$$



Рис. 3. Эпюры нормальных напряжений в балке, смоделированной в ПК Лира

Применение преднапряженной арматуры без сцепления с бетоном в нашей стране на сегодняшний очень ограничено и не распространено. Отсутствуют нормы по проектированию и расчету, руководства по технологии изготовления, промышленное производство таких конструкций. Но тем не менее, уже есть примеры зданий, где эффективно применена технология преднапряжения без сцепления арматуры с бетоном.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Топилин А.Н., Терешина Е.Н., Кэо У.* Современные системы предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций// БСТ. 2018. №12. С. 50-51.
2. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – ФГУП ЦПП, 2005. – 36 с.
3. *Портаев Д.В.* Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий: Научное издание. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 248 с.
4. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон: проблемы и перспективы// Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.
5. *Тамразян А.Г.* К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона// Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26-27.

ПРИСПОСОБЛЕНИЕ ПОДВАЛОВ МНОГОЭТАЖНЫХ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ ПОД УКРЫТИЯ ГРАЖДАНСКОЙ ОБОРОНЫ

Известно, что инженерные средства защиты являются наиболее эффективным способом защиты населения при ведении военных действий и чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характеров.

Предоставление населению защитных сооружений, в том числе за счет приспособления подвалов многоэтажных жилых зданий под укрытия гражданской обороны одна из основных задач стоящих перед государством.

В соответствии с постановлением Правительства Российской Федерации от 29.11.1999 г. № 1309 «О порядке создания убежищ и иных объектов гражданской обороны» укрытия должны обеспечивать защиту населения от фугасного и осколочного действия обычных средств поражения, а также от обрушения обломками конструкций вышерасположенных этажей.

В нашей стране на данный момент большая доля зданий выполнена из панельных конструкций. Подвалы этих зданий способны обеспечить защиту от действия обычных средств поражения и могут приспособляться под укрытия для жителей этих домов. Их приспособление возможно проводить, как в мирное, так и в военное время. Для оценки фактических защитных свойств зданий необходимо проведение обследования и расчета ограждающих конструкций на действие обычных средств поражения и в случае недостаточной их несущей способности проводятся мероприятия по усилению.

Основным методом на сегодняшний день является усиление без изменения конструктивной схемы здания. Это достигается за счет увеличения рабочей высоты сечения с помощью монолитного бетона с армированием или же приваркой металлических элементов из двутавров, швеллеров и уголков. Но данные способы являются высокочрезвычайно затратными.

Композитные материалы, в том числе высокопрочные искусственные углеродные волокна, открывают возможность использования новых, инновационных методов и технологий, которые могут способствовать восстановлению и увеличению несущей способности существующих конструкций. С их использованием возможно в короткие сроки и с минимальными затратами осуществлять значительное увеличение несущей способности строительных конструкций зданий и сооружений.

Углеродное волокно – это высокомодульный материал, который обладает стойкостью ко всем агрессивным средам. Для внешнего армирования конструкций зданий и сооружений применяют композитные тканые материалы (холсты) и ламели (ленты).

Следует отметить, что углеродная ткань, вступив в реакцию со связующим веществом, превращается в жесткий пластик и становится прочнее стали в 6–7 раз. Эпоксидная смола обладает хорошей адгезией к железобетону, что и обуславливает целесообразность применения данной технологии. Кроме того, внешнее армирование с применением углеродного волокна производится достаточно быстро. Сама технология внешнего армирования напоминает наклеивание обоев.

Для успешного процесса внешнего армирования, необходимо обеспечить надежное сцепление материалов из углеродного волокна и конструкций здания за счет высокого качества клеевого состава и тщательной подготовке поверхности, армирование которой будет проводиться. При необходимости можно наносить углеродное волокно в несколько слоёв.

При усилении подвалов следует рассматривать различные способы, комбинируя их таким образом, чтобы добиться требуемых значений несущей способности конструкций при наименьших затратах ресурсов.

Приспособление помещений подвалов под укрытия с помощью углеродного волокна увеличит фонд защитных сооружений, существенно снизит затраты бюджета на возведение новых защитных сооружений гражданской обороны, позволит более эффективно использовать пространство городов.

На рисунках ниже представлены наиболее часто встречающиеся примеры усиления конструкций с помощью композитных материалов.

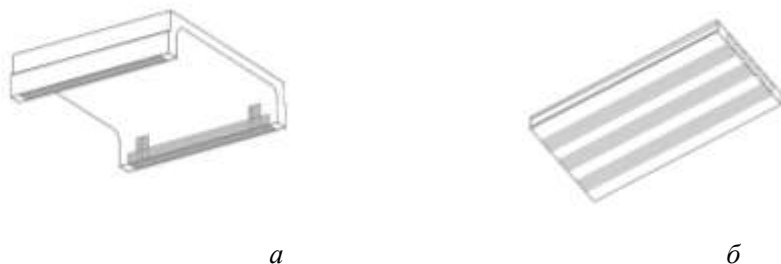


Рис. 1. Усиление железобетонных плит перекрытия за счет системы внешнего армирования: а) повышение прочности ребристых плит; б) повышение прочности пустотных плит.

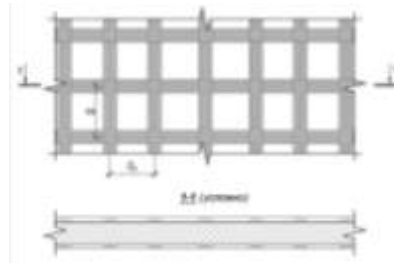


Рис. 2. Усиление каменной кладки за счет системы внешнего армирования углеволокном

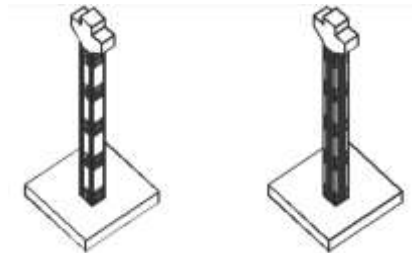


Рис. 3. Усиление внецентренно сжатых железобетонных колонн

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Обеспечение населения защитными сооружениями гражданской обороны. *Под общ. ред. Плата П.В.; МЧС России.* 2007. С. 9-79.
2. *Тонких Г.П., Посохов Н.Н., Бузин Р.А.* Руководство по проектированию новых и приспособлению существующих зданий и сооружений под укрытия гражданской обороны. 2017. С. 51-54.
3. *Тонких Г.П., Посохов Н.Н., Селиверстов А.С.* Альбом конструктивных решений по сейсмоусилению строительных конструкций зданий и сооружений, в том числе защитных сооружений ГО с использованием углеродных тканей. 2013. С. 120-121.
4. *Тамразян А.Г., Звонов Ю.Н.* К оценке надежности железобетонных плоских безбалочных плит перекрытий на продавливание при действии сосредоточенной силы в условиях высоких температур//Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 24-28.

РАСЧЕТ КАМЕННЫХ ПРОСТЕНКОВ С СООТНОШЕНИЕМ СТОРОН БОЛЕЕ ДВУХ, УСИЛЕННЫХ СИСТЕМОЙ ВНЕШНЕГО АРМИРОВАНИЯ НА ОСНОВЕ УГЛЕРОДНЫХ ВОЛОКОН

Применение внешнего армирования на основе углеродных волокон технически и экономически обосновано для усиления железобетонных конструкций, что подтверждается многолетним опытом применения. Использование данного метода усиления для конструкций из каменной кладки имеет существенно меньшую историю и соответственно опыт. В месте с тем, экспериментально и практически уже доказана эффективность применения внешнего армирования при усилении столбов из кирпичной кладки путем устройства обоймы. Единственным ограничением данного метода усиления является предельное отношение сторон усиливаемого элемента, по действующим нормативным документам [1] и [4] эта величина должна быть не более 1.5.

Данное ограничение объясняется условиями обеспечения необходимого уровня обжатия (см. рис.1). Кроме этого в действующих методиках приняты следующие ограничения области применения данной методики:

- расчетное значение эксцентриситета приложения продольной силы для прямоугольных поперечных сечений должно быть менее $0,1 h$;

- размер стороны элементов прямоугольного сечения h не должен превышать 900 мм;

- гибкость каменной конструкции прямоугольного поперечного сечения не должна превышать значения $l_0/h < 15$

Расчет несущей способности усиленного сечения определяется по формуле (1):

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R_{ft} \cdot A, \quad (1)$$

где R_{ft} – расчетное сопротивление кладки, усиленной обоймами из СВА, при осевом, центральном сжатии,

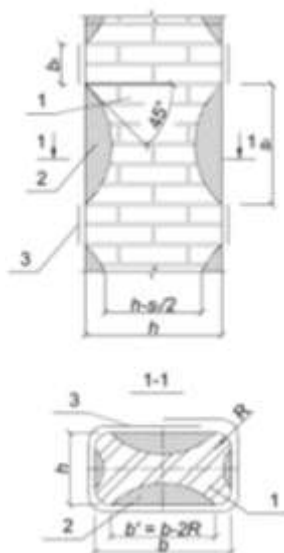


Рис. 1. Принципиальная схема усиления

принимаемое не более $2 R m_k$, определяемое по формуле (2):

$$R_{rf} = R \cdot m_k + \frac{\rho \cdot \mu_{пов} \cdot R_f}{100} \leq 2 \cdot R \cdot m_k, \quad (2)$$

где ρ – коэффициент, принимаемый для кирпича пустотностью до 20% включительно равным 2; при пустотности от 20% до 25% включительно – равным 1,5;

R – прочность кладки;

m_k – коэффициент условий работы кладки существующих каменных конструкций, принимаемый равным 1 для кладки без повреждений и 0,7 – для кладки с трещинами;

R_f – расчетное сопротивление углеродной ленты растяжению;

$\mu_{пов}$ – коэффициент поверхностного армирования.

По результатам анализа проведенных испытаний [2] была разработана теория согласно которой несущая способность усиленных внешним армированием столбов с соотношением сторон более 2 определяется как сумма несущих способностей отдельных столбов (условное сечение столба принимается учетом промежуточных сквозных анкеров) с коэффициентом сочетания 0,75.

Проведенные экспериментальные исследования [2] касались повышения несущей способности образцов каменной кладки. Помимо образцов с соотношением сторон менее 1,5 были выполнены исследования влияния внешнего армирования на образцы с соотношением сторон более 2. При этом образец условно делился на более мелкие фрагменты путем монтажа сквозных углеродных анкеров (см. рис. 2).



Рис. 2. Схема усиления фрагмента каменной кладки

Выборка результатов по данным исследованиям представлена в табл. 1.

Представленные в таблице 1 значения демонстрируют повышение несущей способности образцов с соотношением сторон более 2 с усилением внешнего армирования и установкой анкеров по оси элемента с разделением на условные 3 части.

Таблица 1.

Результаты проведенных исследований влияния внешнего армирования на несущую способность фрагментов каменной кладки.

| № п/п | Описание образца | Несущая способность, кН | Повышение несущей способности, % | Несущая способность, расчетная величина, кН |
|-------|---|-------------------------|----------------------------------|---|
| 1. | 380x510 (эталон) | 428,1 | 100 | 350,96 |
| 2. | 380x510 (усиление обоймой из углеволокна) | 1242 | 190 | 943,0 |
| 3. | 380x770 (усиление обоймой из углеволокна с системой сквозных анкерных жгутов) | 1750 | 104* | 1575,0 |

Примечание:

* - несущая способность условного эталона размером 380x770 мм

Предлагаемая методика расчета несущей способности образцов каменной кладки с соотношением сторон более 2 с учетом монтажа промежуточных сквозных анкеров показала приемлемую сходимость при анализе других экспериментальных исследований [3].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СТО 61664530.002.2016 Усиление каменных конструкций композитными материалами на основе применения системы внешнего армирования.

2. Грановский А.В., Джамуев Б.К., Симаков О.А. Применение композиционных материалов в качестве систем внешнего армирования для усиления каменных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 9. С. 24-29

3. Костенко А.Н. Усиление кирпичных конструкций с использованием элементов внешнего армирования из углеродного волокна // Промышленное и гражданское строительство. 2006. № 7. С. 47-48.

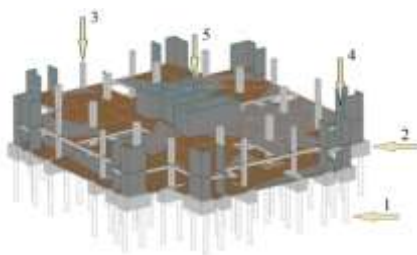
4. Тамразян А.Г. Динамическая устойчивость сжатого железобетонного элемента как вязкоупругого стержня // Вестник МГСУ. 2011. № 1-2. С. 193-196.

ПРИМЕНЕНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ДЛЯ МОНОЛИТНЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ МАССОВОЙ ЗАСТРОЙКИ ВО ВЬЕТНАМЕ

На рисунке 1а показан вид многоэтажной массовой застройки в городах Вьетнама. Как правило, здания массовой застройки представляют собой многоэтажные монолитные железобетонные здания с подземным этажом для хранения транспортных средств[4].



а



б

Рис.1. Монолитные многоэтажные здания массовой застройки в городах Вьетнама (а) и конструктивные элементы подземной части здания(б): 1 – сваи, 2 – ростверк, 3 – колонна, 4– связевой элемент, 5 – замкнутый связевой элемент

На рисунке 1б представлены конструктивные элементы подземной части здания со свайным фундаментом. Нагрузка от вертикальных несущих конструкций – колонн и стен (связевых элементов), передается на свайный фундамент. Сваи объединяются с использованием отдельных монолитных ростверков.

Результаты проведенных исследований по инженерно-геологическому районированию для выбора оптимального вида фундамента при строительстве высотных зданий указывают на то, что почти вся территория города во Вьетнаме покрыта неогенночетвертичными отложениями толщиной от 50 до 330 м. Причем большая площадь города сложена слоями слабых грунтов (модуль деформации $E < 5$ МПа, несущая способность $R < 0,1$ МПа), принадлежащих отложениям голоцена. Толщина слоя слабых грунтов - до 30 м, что значительно затрудняет строительство фундаментов на территории города [1].

Для определение загрузки свайных фундаментов был выполнен расчет конструктивной системы многоэтажного монолитного здания. Здание имеет 16 этажей и подземный этаж, размеры в координатных

осях 38x40 м, высота здания – 57,5 м, этажа – 3,4 м. Размеры поперечного сечения железобетонных колонн – 700x700 мм. Толщина диафрагмы жесткости – 300 мм, плоского перекрытия – 160 мм. Здание расположено в городе Хошимине. Характеристики грунтов сведены в таблицу.

Таблица

| Вид грунта | Толщина слоя, м | φ , град | C , кН/м ² | E , кН/м ² |
|--------------------------|-----------------|------------------|-------------------------|-------------------------|
| мягкопластичная глина | 5,1 | 5,2 | 5,8 | $1,1 \times 10^3$ |
| мягкопластичный суглинок | 2,2 | 5,9 | 6,7 | $1,1 \times 10^3$ |
| тугопластичная глина | 2,6 | 15,6 | 7,4 | 4×10^3 |
| пластичная супесь | 12,1 | 25,3 | 8,6 | 8×10^3 |
| средний песок с гравием | 40 | 31,3 | 22,5 | 22×10^3 |

Расчеты выполнены с использованием ПК ЛИРА-САПР. Усилия в опорных сечениях вертикальных несущих конструкций здания $N=3115$ кН.

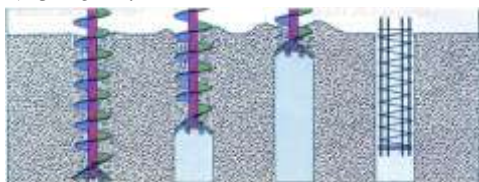


Рис.2. Технология буронабивных свай

При относительно больших нагрузках на фундаменты и приведенных в таблице инженерно-геологических условиях наиболее целесообразно применение буронабивных свай с ростверком высотой 1м (диаметр свай 0,8м, длина 35м, бетон В30, арматура 16 ϕ 20А400).

Расчет свайного фундамента выполнен по методике, изложенной в [2] и [3]. Несущая способность свай-стойки по прочности материала ствольца свай на сжатие:

$$F_{dm} = \gamma_c \cdot \varphi (\gamma_{cb} \cdot \gamma'_{cb} \cdot R_b A_b + R_{sc} A_s) = 6150 \text{ кН}$$

где: γ_c - коэффициент условий работы свай; φ - коэффициент продольного изгиба; γ_{cb} - пожимающий коэффициент условий работы бетона; γ'_{cb} - дополнительный пожимающий коэффициент; R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию, кПа; A_b - площадь поперечного сечения свай, м²; R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию, кПа; A_s - площадь поперечного сечения арматуры, м².

Несущая способность свай по прочности грунта под ее нижним

концом:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) = 5402,7 \text{ кН},$$

где: γ_{cR} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи; A - площадь опирания сваи, м^2 ; u - периметр поперечного сечения ствола сваи, м ; γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи; f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания, кПа ; h_i - толщина i -го слоя грунта, м . $u \sum \gamma_{cf} f_i h_i = 1542,76 \text{ кН}$
Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи:

$$R = 0,75 \alpha_4 (\alpha_1 \gamma_1' d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h) = 3040 \text{ кПа}$$

где: $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - безразмерные коэффициенты; γ_1' - расчетное значение удельного веса грунта; γ_1 - осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов; d - диаметр сваи, м ; h - глубина заложения, м ; $\gamma_k = 1,4$ - коэффициент надежности.

Несущая способность сваи по прочности материала (6150 кН) и грунта под нижним концом сваи (5402,7 кН) превышает приложенное к свае усилие (3115 кН).

Вывод: В настоящее время свайные фундаменты широко используются в высотных зданиях во Вьетнаме из-за преимуществ, подходящих для конкретных геологических условий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Нгуен Куанг Хынг*. Методика выбора оптимальных фундаментов высотных зданий в условиях г. Хошимина: дисс. на соиск.уч. степени к.т.н.: 05.23.02; - Санкт-Петербург, 2008. - 205 с.
2. *Мангушев Р.А., Готман А.Л., Знаменский В.В., Пономарев А.Б.* Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии/Под ред. чл.-корр. РААСН, д-ра техн. наук, профессора Р.А. Мангушева. 2-е издание, стереотипное. -М.: Изд-во АСВ, 2018. - 320 с.
3. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03.85.
4. *Тамразян А.Г.* Особенности работы высотных зданий//Жилищное строительство. 2004. № 3. С. 19-20.

МОДАЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ ПРИ ОГНЕВОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

В статье приводится оценка частот собственных колебаний 23-х этажного железобетонного каркасного здания до и при огневом воздействии.

Для достижения поставленной цели, определяются следующие задачи:

1. Провести модальный анализ конструкций здания в нормальных условиях.

2. Задание огневого воздействия с временным интервалом 30 минут на 12 этаже здания.

3. На основе математического анализа, выявить значения огневого воздействия, влияющее на частоты собственных колебаний конструкций здания.

Рассматривается схема, при которой огневое воздействие (пожар), возникает на 12 этаже здания, подвергая несущие элементы здания высокотемпературному воздействию.

Расчет проводился в промежутке 30 мин., учитывая при этом 100 форм собственных частот колебаний, задание температурного режима производится по ISO-834-11:2014- «Fire resistance tests-Elements of building construction »

Исходя из Федерального закона Российской Федерации №123 «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» - время прибытия пожарных подразделений составляет от 10 до 20 минут, то принимаем за расчет 30 минут-время с учетом наихудшего исхода.

Основной документ, который характеризует стандартную кривую температуру огневого воздействия, представлен в нормативном документе ISO 834-11:2014, рис 1.

Рассмотрим здание в нормальных условиях, температура среды 20⁰, проведем статический расчет, затем модальный анализ-учитывая 100 форм частот собственных колебаний. Расчет производится в программном комплексе Ansys 19.1. по рекомендациям [1,2,3,4,5].

На рис. 2 приведена 3-я форма частот собственных колебаний, до и после огневого воздействия.

Следующий этап расчета, задание огневого воздействия на конструкцию здания, моделирование высокотемпературной нагрузки производится с учетом ISO-834.

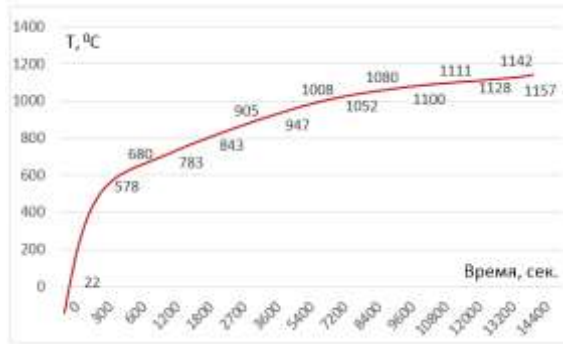
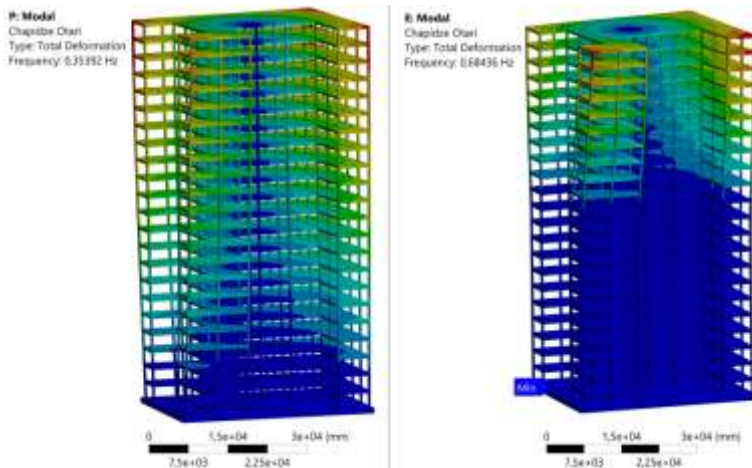


Рис. 1. Зависимость температуры пожара от времени по ISO-834

На основании расчета программного комплекса Ansys 19.1 были получены следующие значения частот собственных колебаний здания, при огневом воздействии, на таблице 1., приведены номера форм колебаний с наибольшим процентом изменения.



а) До огневого воздействия б) После огневого воздействия

Рис. 2. Собственная частота колебания здания

Таблица 1.
Частота собственных колебаний здания до и при огневом воздействии

| № Формы колебания | Частота колебаний до огневого воздействия, Hz | Частота колебаний при огневом воздействии, Hz | Изменение, % |
|-------------------|---|---|--------------|
| 2 | 0,31438 | 0,60481 | 92,38183 |

| | | | |
|----|---------|---------|----------|
| 3 | 0,35392 | 0,68436 | 93,36573 |
| 5 | 0,9715 | 1,4525 | 49,51107 |
| 6 | 1,0834 | 1,5998 | 47,66476 |
| 8 | 1,7351 | 2,0267 | 16,80595 |
| 9 | 1,9002 | 2,2375 | 17,75076 |
| 12 | 2,5922 | 2,9431 | 13,53676 |
| 13 | 2,6976 | 3,0694 | 13,78262 |

Модальный анализ железобетонного каркасного здания до и при огневых воздействиях показывает:

- наибольшее значение частоты собственных колебаний здания через 30 минут огневого воздействия достигается при 3 форме колебания – 93,36 % .

-изменение частот собственных колебаний здания в среднем меняется на 5,4 %.

На основе проведенного анализа можно сделать вывод, что огневое воздействие меняет частоту собственных колебаний здания, что в свою очередь может способствовать снижению сопротивления к динамической нагрузке.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Синицын, С.Б.* Строительная механика в методе конечных элементов стержневых систем // Учебное пособие-АСВ, 2002

2. *Тамразян, А.Г., Аветисян, Л.А.* Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов на кратковременную динамическую нагрузку // Строительство: наука и образование.- 2013.- № 4.- С. 2.

3. *Мкртычев, О.В., Сидоров Д.С.* Расчет железобетонного здания на температурное воздействие // Вестник МГСУ. -2012.- №5.- С. 50-55.

4. *Тамразян А.Г.* Основные принципы оценки риска при проектировании зданий и сооружений //Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 21-27.

5. *Тамразян А.Г.* Ресурс живучести - основной критерий проектных решений высотных зданий//Жилищное строительство. 2010. № 1. С. 15-18.

ВЛИЯНИЕ ОТКАЗОВ ЛОКАЛЬНЫХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ПЕРЕХОД В ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ КОНЕЧНОЭЛЕМЕНТНОЙ МОДЕЛИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

В данной статье приводятся результаты расчета по первой группе предельных состояний железобетонной плиты перекрытия, жестко сопряженной с поддерживающими ее колоннами. Наиболее напряженными местами безбалочных перекрытий являются надпорные зоны колонн. Здесь происходит концентрация как изгибающих моментов, так и поперечных сил [1-4]. Поэтому очень важно правильно оценить напряженно-деформированное состояние этой зоны с тем, чтобы, с одной стороны, обеспечить необходимую прочность, а с другой не допустить излишних запасов, так как неоправданное переармирование этой зоны приведет к повышению стоимости конструкции, к трудностям ее бетонирования, плохим сцеплением арматуры с бетоном.

В качестве примера рассмотрена плита габаритами в плане 18x30 м опирающаяся на колонны. Шаг колон составляет 6 x 6м. Плита принята толщиной 220мм, сечение колонн 500x500мм.

Внутренние усилия в принятой плите определены методом конечных элементов (МКЭ). Расчет выполнен с использованием программного комплекса SCAD 21.1.

Железобетонная плита задана прямоугольными (КЭ тип 41) и треугольными (КЭ тип 41) элементами оболочки. Шаг триангуляционной сетки принят равным 0,2м в пролете и 0,05м в зоне опирания плиты перекрытия на колонну. Моделирование зон опирания выполнено с помощью “Абсолютно жестких тел (АЖТ)”

Материал плиты: бетон класса В25, арматура класса А500С.

Полная расчетная нагрузка на плиту составляет 1,2тс/м².

В результате расчета конечноэлементной модели получены следующие изополя изгибающих моментов (фрагмент плиты в зоне опирания) представленные на рисунке 1.

Рассмотрим расчет прочности нормальных сечений плиты, в зоне опирания на колонну, на действие изгибающих моментов по указаниям п.8.1.54 СП63.13330.2012 [1].

$$\begin{aligned}(M_{x,ult} - M_x) \cdot (M_{y,ult} - M_y) - M_{xy}^2 &\geq 0; \\ M_{x,ult} &\geq M_x; \\ M_{y,ult} &\geq M_y;\end{aligned}$$

$$M_{xy,ult} \geq M_{xy},$$

где M_x , M_y , M_{xy} – изгибающие и крутящие моменты, действующие на выделенный плоский элемент;

$M_{x,ult}$, $M_{y,ult}$, $M_{xy,ult}$ – предельные изгибающие и крутящие моменты, воспринимаемые плоским выделенным элементом.

Для наиболее нагруженных элементов, примыкающих к углам колонны, площадь требуемой растянутой арматуры на полосу шириной 1 м составляет $A_s = 23,96 \text{ см}^2/\text{м}$.

Проигнорировав максимальные значения изгибающих моментов на выше названных участках принято армирование несколько меньше, в предположении того что после разрушения перегруженных элементов плиты моменты перераспределятся на соседние менее нагруженные элементы и дальнейшего разрушения плиты не произойдет.

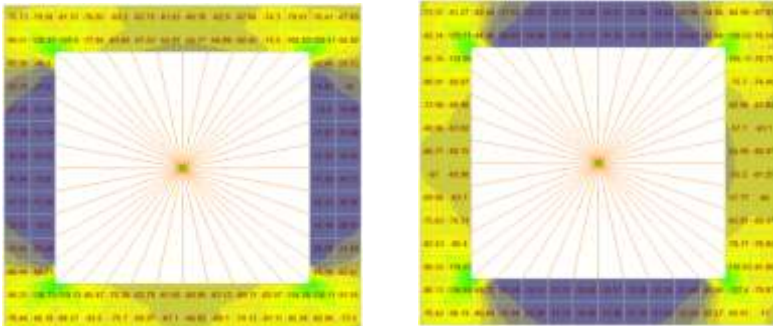


Рис. 1 – Изополя изгибающих моментов M_y и M_x , кНм/м, слева направо соответственно.

Принято следующее армирование надопорной зоны плиты:

- фоновая арматура $\varnothing 10$ с шагом 200мм
- дополнительную арматура $\varnothing 20$ с шагом 200мм

Суммарная площадь принятой арматуры на полосу шириной 1 м составляет $A_s = 19,64 \text{ см}^2/\text{м}$.

Процесс разрушения локальных конечных элементов смоделирован в режиме Монтаж. Процесс разрушения и соответственно расчет разбивается на несколько этапов (стадий монтажа). Разрушенные элементы моделируются путем изменения значения модуля упругости материала на значение, стремящееся к нулю. Расчет каждого следующего этапа выполняется с учетом напряженно-деформированного состояния конструкции, определенного по результатам предыдущих этапов.

Найденные отказавшие элементы на первом шаге процесса разрушения включаются в группу элементов которым далее назначается нулевая жесткость. На втором шаге производится пересчет

напряженно-деформированного состояния с учетом отказавших элементов. Операция повторяется до тех пор, пока перераспределение усилий между конечными элементами не перестанет вызывать отказ новых конечных элементов. Процесс разрушения представлен на рисунке 2.

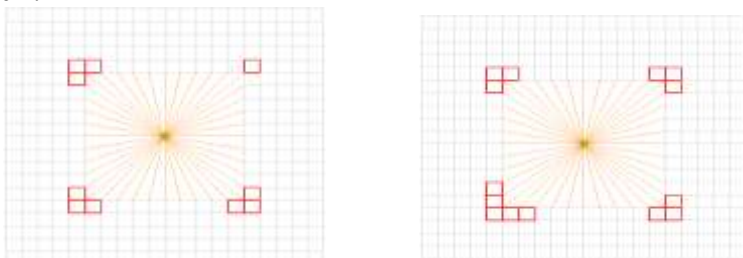


Рис. 2 – Конечные элементы усилия в которых превысили предельные на первом и последнем этапе расчета, слева направо соответственно.

По результатам расчета можно сделать вывод что отказ локальных конечных элементов не обязательно приводит к переходу в предельное состояние конечноэлементной модели плиты перекрытия в целом. Целью дальнейших исследований должны быть границы допустимости снижения площади принятой арматуры по сравнению с площадью определенной из расчета сечения плиты на действие максимальных изгибающих моментов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М.: Минстрой России. – 2015. – 162 с.
2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 01.07-85. – М.: Минрегион России. – 2016. – 80 с.
3. Методическое пособие. Плоские безбалочные железобетонные перекрытия. Правила проектирования. М.: Минстрой России. – 2017. – 138 с.
4. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки//Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30-32.

ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОМБИНИРОВАННЫХ СТЫКОВ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

По данным [1] крупнопанельные здания благодаря использованию заводских технологий являются более экономичными чем монолитные здания, здания из каменных материалов и крупноблочных конструкций (таблица 1).

Технико-экономические показатели жилых зданий
 (на 1 м² общей площади)

Таблица 1

| Строительная система здания | Этажность | Показатель | | | | | |
|-----------------------------|-----------|-------------------------------|---------------------------|--------------------------|-------------------|-------------------------|-------------|
| | | Расчетная себестоимость (руб) | Приведенные затраты (руб) | Затраты труда (чел./час) | Расход материалов | | |
| | | | | | Сталь (кг) | Бетон (м ³) | Цемент (кг) |
| Панельная | 9 | 101.2 | 132.5 | 18.2 | 21 | 0.76 | 230 |
| Кирпичная | | 114.3 | 132.1 | 24.9 | 18 | 0.36 | 150 |
| Крупноблочная | | 120.9 | 138.7 | 20.5 | 33 | 0.78 | 202 |
| Объемно-блочная | | 104.6 | 139.8 | 17 | 28 | 0.67 | 205 |

Горизонтальные стыки стеновых панелей и плит перекрытий являются наиболее «слабым» конструктивным элементом панельного здания. В связи с этим разработка новых конструктивных решений стыков, позволяющих увеличить их несущую способность по сравнению с широко применяемыми платформенными стыками, является актуальной проблемой крупнопанельного домостроения. Как показали многочисленные исследования контактный стык является наиболее надежным как с точки зрения контроля качества монтажа, так и с позиций более высокой несущей способности:

- при низкой прочности раствора в монтажном шве (до 2.5 МПа) прочность контактного стыка составляет $0.6 \times R_b$, для платформенного стыка – $0.4 \times R_b$ (R_b – призмная прочность бетона стеновых панелей);
- при высокой прочности раствора (М100 и выше) несущая способность контактного стыка составляет $(0.9 - 0.95) \times R_b$, платформенного – $(0.75 - 0.8) \times R_b$.

Таким образом, контактный стык является наиболее оптимальным с точки зрения более полного использования прочности бетона стеновых

панелей. Специалистами фирмы ПИК разработана конструкция комбинированного стыка, в которой площадь верхней зоны нижней стеновой панели включает в себя монолитный участок и опорное ребро непосредственно самой панели (рис. 1а). Было испытано 5 серий образцов комбинированных стыков по 3 образцам в каждой серии:

- I серия – эталонный стык (рис. 1а);
- II и III серии - стыки, высота монолитного ребра контактной зоны которых, соответственно, на 10 и 20 мм меньше высоты ребра железобетонной панели (рис. 1б,в);
- IV и V серии – стыки с измененной величиной опорной зоны плиты на +10 мм ($L_{оп} = 40$ мм) и на -10 мм ($L_{оп} = 20$ мм). Проектная величина опирания плиты – 30 мм.

Анализ результатов экспериментальных исследований пяти серий комбинированных стыков с увеличенной контактной зоной с учетом отступлений от проектных значений величин монолитных ребер и опорных зон плит перекрытий позволяет отметить следующее.

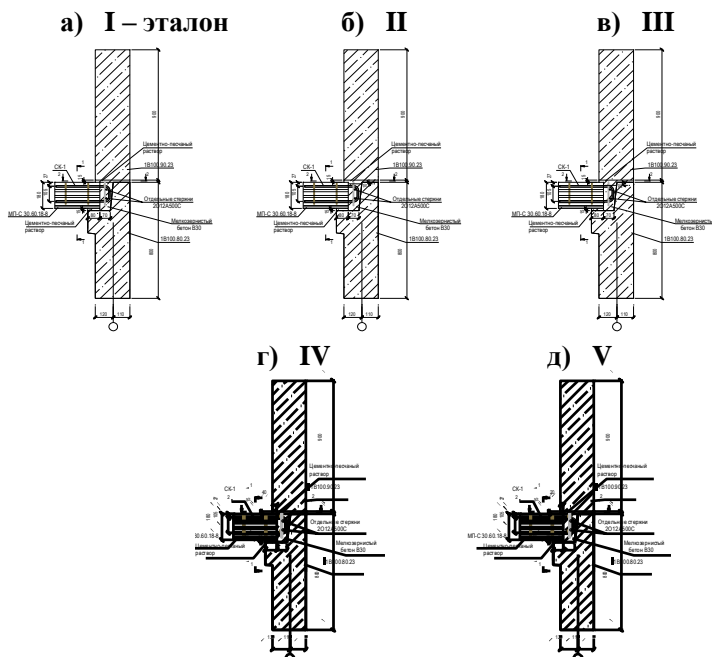


Рис. 1. Конструкция комбинированного стыка:

1. Несущая способность стыков II и III серий при высоте монолитного ребра, соответственно, на 10 и 20 мм меньше высоты железобетонного ребра стеновой панели снизилась на 18 – 20% по сравнению с несущей способностью эталонных образцов.

2. Увеличение участка опирания плиты перекрытия (и, соответственно, увеличение платформенной зоны стыков – IV серия) на 10 мм ведет к снижению прочности стыка на 17% по сравнению с эталонными образцами. Уменьшение опорной зоны плиты (образцы V серии) на 10 мм (и, соответственно, увеличение контактной зоны стыка) ведет к повышению несущей способности стыка по сравнению с образцами IV серии на 17%.
3. Коэффициенты податливости стыков, вычисленные по рекомендации [2], изменялись в экспериментальных образцах от $0.07 \times 10^{-3} \text{ см}^3/\text{кгс}$ (V серия) до $0.17 \times 10^{-3} \text{ см}^3/\text{кгс}$ (эталон) при нормируемом значении – $0.1 \times 10^{-3} \text{ см}^3/\text{кгс}$.

На рис.2 показан общий вид экспериментальных образцов стыков до и после испытаний



Рис.2. Общий вид опытного образца стыка до и после испытаний

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Байбеков Н.М. Первый комбинат индустриального строительства в Республике Казахстан // Технологии бетонов. 2013, №12, с.47-49.
2. Пособие по расчету крупнопанельных зданий. Выпуск 1. Характеристики жесткости стен, элементов и соединений крупнопанельных зданий. М. 1974. с.41.

*Студент магистратуры 2 года обучения 2 группы ИСА Данилкив А.О.
Научный руководитель - зав. кафедрой ЖБК, д-р. техн. наук, проф.
А.Г. Тамразян*

ОЦЕНКА УЧЁТА ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ МОМЕНТОВ ПРИ АНАЛИЗЕ НАДЁЖНОСТИ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМОЙ ИЗГИБАЕМОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ

Одной из основных мер безопасности зданий и сооружений является их надёжность - способность выполнять свои функции за установленное время эксплуатации. Стандартом [3], а также [1] рекомендуется рассчитывать надёжность для ситуаций с полной статистической информацией о случайных параметрах расчётных моделей вероятностно-статистическими методами.

Специфика теории надёжности заключается учёте и вероятностной оценке всех факторов работы конструкции, и в качестве объекта исследования была взята статически неопределимая железобетонная балка (рис. 1).



Рис. 1. Исследуема балка, защемлённая с двух концов с равномерно распределённой нагрузкой

Статически неопределимая конструкция будет проанализирована с учётом перераспределения моментов и без, чтобы определить, существует ли влияние на индекс надёжность, и оценить его.

При общей постановке задачи условие безотказной работы конструкции записывается в виде:

$$Y(t) = R(t) - S(t) \geq 0, \quad (1)$$

где $R(t)$ - обобщенная несущая способность конструкций; $S(t)$ - обобщенная нагрузка на конструкцию; $Y(t)$ - резерв несущей способности конструкции [2].

Оценками надёжности конструкций являются вероятность безотказной работы $P(t)$ или вероятность отказа работы конструкции $Q(t)$:

$$P(t) = P(Y \geq 0); Q(t) = 1 - P(t). \quad (2)$$

Вычисление оценок надёжности выполняется с использованием функции Лапласа $\Phi(\beta)$:

$$Q(Y < 0) = 0.5 - \Phi(\beta); P(Y \geq 0) = 0.5 + \Phi(\beta). \quad (3)$$

Случайное значение предельного изгибающего момента, воспринимаемого балкой [3]:

$$M_{ult} = f(\sigma_b, \sigma_s) = \sigma_s A_s (h_0 - 0.5x), \quad (4)$$

где σ_b – случайное значение сопротивления бетона сжатию для предельных состояний первой группы; σ_s – случайное значение прочности стержневой арматуры растяжению; A_s – площадь сечения растянутой стержневой арматуры; h_0 – расчетная высота сечения; x – высота сжатой зоны бетона, равная $\frac{\sigma_s A_s}{\sigma_b b}$, где b – ширина сечения.

Подставляем значение x в (4):

$$\bar{M}_{ult} = \bar{\sigma}_s A_s h_0 - 0.5 \frac{(\bar{\sigma}_s A_s)^2}{\bar{\sigma}_b b} \quad (5)$$

где $\bar{\sigma}_s$ и $\bar{\sigma}_b$ – математическое ожидание сопротивления бетона и прочности арматуры. Коэффициенты для расчёта стандарта предельного момента:

$$D_s = \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial \sigma_s} = A_s h_0 - \frac{\sigma_s A_s^2}{\sigma_b b} = \frac{A_s}{\sigma_b b} (h_0 \sigma_b b - \sigma_s A_s), \quad (7)$$

$$D_b = \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial \sigma_b} = \frac{0.5}{\sigma_b^2 b} (\sigma_s A_s)^2, \quad (8)$$

И стандарт предельного изгибающего момента определим как:

$$\hat{M}_{ult} = \sqrt{(D_b \sigma_b)^2 + (D_s \sigma_s)^2}. \quad (9)$$

Для оценки надёжности балок определяем характеристику безопасности применим бета-метод, использующий гауссовскую вероятностную модель для расчета решения в замкнутой форме для статически неопределимых систем [4]:

$$\beta = \frac{\bar{M}_{ult} - M}{\hat{M}_{ult}}, \quad (10)$$

где M – расчётное значение изгибающего момента.

Однако, при определении индекса надёжности с учётом перераспределения моментов следует помнить, что предельные моменты на участках также зависят от площади сечения арматуры, а сумма пролётных и опорных моментов остаётся неизменной. Таким образом, задавая различное армирование на опорах и в пролётах, мы получим соответственно различные значения моментов. Каждый из изменяемых параметров используется в формулах (1) - (10) и напрямую влияет на определение индекса надёжности.

В соответствие с накопленными знаниями и существующими исследованиями [5,6] было принято произвести расчёт для перераспределённых моментов, не отличающихся от соответствующих упругих более чем на 30%, а именно - для 10% и 20%. Результаты расчётов представлены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты вычислений

| | | | |
|--|-------------------|-----------------|-----------------|
| Перераспределение моментов | 0% | 10% | 20% |
| Индекс надёжности, β | 4,12 | 4,2 | 3,96 |
| Вероятность отказа балки, $Q(\beta)$ | $32,8 \cdot 10^6$ | $28 \cdot 10^6$ | $48 \cdot 10^6$ |

Таким образом, было установлено, что явление перераспределения моментов оказывает влияние на надёжность железобетонной балки. Также было выявлено, что увеличение разницы перераспределённого момента и соответствующего ему упругого (даже в пределах допустимых значений) не позволяет установить определённую динамику изменения индекса надёжности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тамразян А.Г. Расчет элементов конструкций при заданной надёжности и нормальном распределении нагрузки и несущей способности. Вестник МГСУ. 2012. № 10. С. 109-115.

2. Тамразян А.Г., Дудина И.В. Влияние изменчивости контролируемых параметров на надёжность преднапряженных балок на стадии изготовления//Жилищное строительство. 2001. № 1. С. 16-17.

3. ГОСТ 27751-2014 «Надёжность строительных конструкций и оснований»

4. Nowak A. Target Reliability for New, Existing, and Historical Structures. Civil Engineering 3.19 (2011): 1-10. Biblioteka Politechniki Krakowskiej, 2011

5. Тамразян А.Г., Рашидов Б.Т. О влиянии некоторых факторов на уровни перераспределения моментов в статически неопределимых железобетонных балках//Строительство и реконструкция. 2018. № 6 (80). С. 14-21.

6. Тамразян А.Г. К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона. Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26-27.
<http://elibrary.ru/item.asp?id=24135275>

СЕКЦИЯ БЕЗОПАСНОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

*Студент магистратуры 1 года обучения 2 группы ИСА Антонов М.Д.
Научный руководитель - канд. техн. наук, доц. С.О. Курнавина*

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УГЛА НАКЛОНА ТРЕЩИН В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ С ВНЕШНИМ УСИЛЕНИЕМ КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ

Часто в процессе эксплуатации здания возникает необходимость в увеличении несущей способности железобетонных конструкций. [1] В связи с надстройкой существующих зданий, изменением их назначения, режима эксплуатации, установкой дополнительного оборудования несущие конструкции должны воспринимать большую нагрузку, чем это было предусмотрено проектом.

В этом случае конструктивные элементы здания нуждаются в усилении. Одним из перспективных вариантов усиления, в том числе и по наклонным сечениям, служат композиционные материалы [2].

Композиционные материалы на основе фибры состоят из продолговатых микроволокон, омоноличенных в отверждающем полимере, связывающем их в единое целое.

В качестве отверждающего полимера могут быть использованы эпоксидные или полиакрилонитриловые смолы. В зависимости от типа волокон (фибры) используемых для изготовления композиционного материала их подразделяют на композитные материалы на основе углеродных волокон КМФУ, арамидных волокон КМФА и стекловолокна КМФС. Стоит отметить, что композиционные материалы благоприятно переносят ударные нагрузки, инертны и безопасны для здоровья при нормальной эксплуатации.

Установлено, что использование композиционного материала для усиления изгибаемого элемента по наклонным сечениям наиболее эффективно при направлении его волокон параллельно действию растягивающих усилий [4]. На рис. 1 приведены основные схемы усиления железобетонных балок внешним усилением композитными материалами рис.1 [2].

Возникает необходимость разработки методов расчета зданий и сооружений, усиленных композитными материалами, в том числе по наклонным сечениям [5,6]. Одним из существенных вопросов в данном случае является вопрос о поле направлений трещин.

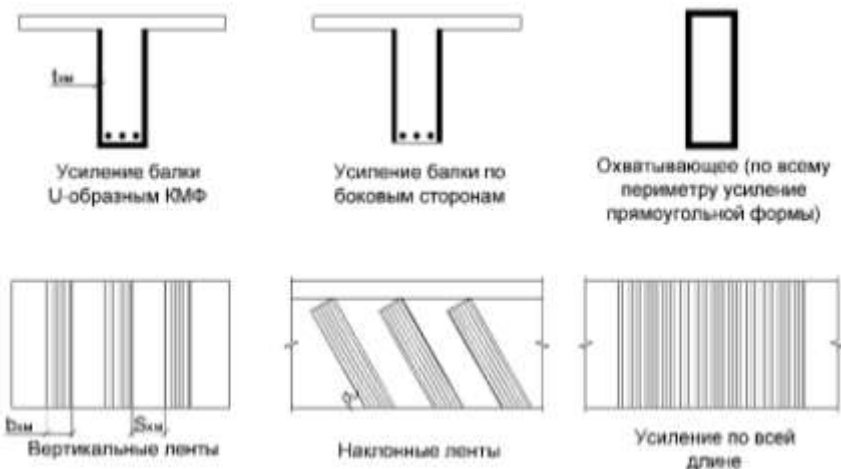


Рис. 1 Варианты усиления балок внешними композиционными материалами

В российских нормах проекция наиболее опасного наклонного сечения определяется из условия минимальной несущей способности на поперечную силу и на изгибающий момент. При этом расчет по наклонному сечению для поперечной силы и изгибающего момента проводится независимо на основе эмпирических зависимостей.

В.И. Жарницким [3] предложен теоретический метод определения угла наклона трещины в любой точке по пролету изгибаемого элемента. Расчетный угол наклона трещины определяется из условия минимума внешней нагрузки, вызывающей ее раскрытие на основе закона сохранения энергии. Достоинство данного метода заключается в том, что одновременно рассматривается действие, как изгибающего момента, так и поперечной силы

Представляется целесообразным распространить этот метод на конструкции, усиленные внешним композитным армированием, и разработать метод определения поля направлений трещин в изгибаемых элементах, усиленных композитными материалами.

Уравнение сохранения энергии в ломаном сечении будет иметь вид:

$$\mathcal{E}_s + \mathcal{E}_{sc} + \mathcal{E}_{sw} + \mathcal{E}_f + \mathcal{E}_{fw} + \mathcal{E}_{bc} + \mathcal{E}_{bt} + \mathcal{E}_{sh} = A_q, \quad (3)$$

A_q - работа внешней нагрузки;

$\mathcal{E}_s, \mathcal{E}_{sc}$ - энергия деформирования соответственно растянутой продольной и сжатой арматуры;

\mathcal{E}_{sw} - энергия деформирования хомутов;

\mathcal{E}_f - энергия деформирования композитного материала, играющего роль продольного элемента усиление;

\mathcal{E}_{fw} - энергия деформирования композитного материала, играющего роль поперечного элемента усиления;

\mathcal{E}_{bc} , \mathcal{E}_{sh} - энергия деформирования сжатой зоны бетона при сжатии и сдвиге;

\mathcal{E}_{br} - энергия разрушения растянутого бетона;

На основе данного подхода необходимо решить следующие задачи:

1. Вывести формулы определения поля направлений трещин в изгибаемых элементах, для различных схем усиления композиционными материалами;
2. Выявить зависимость между углом наклона опасной трещины к вертикали и соотношением количества обычного и внешнего армирования для различных видов композитных материалов.

Данный метод позволит теоретически определить проекцию опасного направления наклонной трещины в любой точке изгибаемого железобетонного элемента, усиленного внешним композитным армированием, при любой схеме приложения внешней нагрузки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *СП 63.13330.2012.* – Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

2. *Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В.* Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами – Стройиздат, 2007 г.

3. *Жарницкий В.И.* Прочность железобетонных конструкций по сечениям, совпадающим с фактическим полем направлений трещин (теория и эксперимент) - М: материалы III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон взгляд в будущее», 2014 г.

4. *Garnytsky V.I.; Kurnavina S.O.* The field of crack directions in reinforced concrete bending elements IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2018., Vol 365 052026 <https://doi.org/10.1088/1757-899X/365/5/052026>.

5. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.* Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

6. *Тамразян А.Г., Орлова М.А.* К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами//Жилищное строительство. 2015. № 6. С. 32-34.

УЧЕТ ЖЕСТКОСТИ УЗЛА СОПРЯЖЕНИЯ РИГЕЛЯ С КОЛОННОЙ ПРИ РАСЧЕТЕ МНОГОЭТАЖНОЙ РАМЫ

Типовые серии многоэтажных каркасных зданий активно разрабатывались в 60...70 годы прошлого столетия. На рисунке 1 показаны сборные несущие конструкции многоэтажного каркасного здания. Колонны и ригели были разработаны в рамках серии 1.042.1, многопустотные плиты перекрытий – в рамках серии 1.041.1 общесоюзного, а в последствии российского строительного каталога (часть СК-3 – строительные конструкции и изделия). В часть строительного каталога СК-2 помещены типовые проекты предприятий, зданий и сооружений, в том числе типовые проекты многоэтажных каркасных зданий [1].

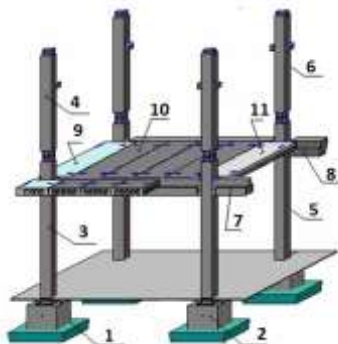


Рис. 1. Сборные несущие конструкции многоэтажного каркасного здания: 1 – фундаментная плита, 2 – башмак под колонну. 3 – колонна нижняя одноконсольная, 4 – колонна средняя одноконсольная, 5 – колонна нижняя двухконсольная, 6 – колонна средняя двухконсольная, 7 – ригель двухполочный для опирания многопустотных плит, 8 – ригель однополочный для опирания многопустотных плит, 9 – многопустотная крайняя плита перекрытия, 10 - многопустотная рядовая плита перекрытия, 11 – многопустотная междуколонная плита перекрытия.

В 2017 году были разработаны правила проектирования многоэтажных сборных железобетонных каркасных зданий [2]. По классификации, приведенной в [2], каркасные здания каркасно-балочной конструктивной системы различаются по типам

конструктивных схем на связевые, рамно-связевые и рамные. Отнесение к одной из трех конструктивных систем определяется видом узлов сопряжения: жесткий, полужесткий, шарнирный [5,6].

На рисунке 2 приведены три варианта конструктивного решения узлов сопряжения ригеля и колонны.

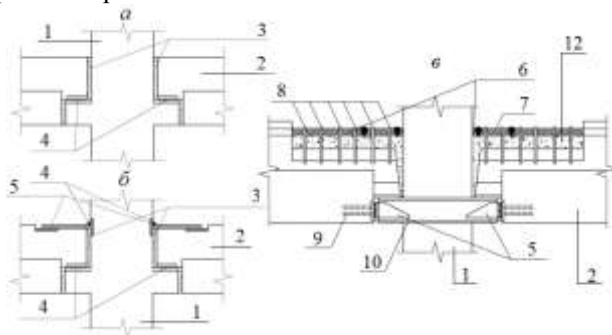


Рис. 2. Три варианта конструктивного решения узлов сопряжения ригеля и колонны: а – шарнирный узел, б – полужесткий, в – жесткий. 1 – колонна, 2 – ригель. 3 – бетон омоноличивания, 4 – сварные швы, 5 – соединительные пластины, 6 – арматурные выпуски из ригеля и колонны, 7 – вставка арматуры, 8 – хомуты, 9 – закладная деталь ригеля, 10 – закладная деталь консоли колонны.

Для типовых узлов сопряжения ригеля с колонной коэффициент угловой жесткости C_φ в зависимости от приращения смещений от единичных усилий в сжатой и растянутой зонах сечения стыка $1/B_{C_i}$ и

$1/B_{T_j}$, а также в зависимости от расстояния от линии опирания ригеля на консоль до центра тяжести стержней продольной рабочей арматуры определяется по формуле [2]:

$$C_\varphi = \frac{h_0^2}{\sum_{i=1}^n 1/B_{C_i} + \sum_{j=1}^n 1/B_{T_j}} .$$

Более подробное описание алгоритмов определения жесткости соединений элементов каркаса приведено в [3].

При использовании численных методов расчета, в том числе при выполнении расчетов в ПК ЛИРА [4] и моделировании многоэтажной рамы железобетонного каркасного здания узлы сопряжения ригелей с колоннами каркаса по умолчанию задаются жесткими. При жестких узлах сопряжения усилия, возникающие в опорных сечениях ригеля, будут передаваться колоннам. В ПК ЛИРА преобразование жесткого

узла в шарнирный и полужесткий выполняется с использованием команды шарниры.

На рисунке 3 приведены результаты статического расчета плоской многоэтажной рамы при жестком (а), шарнирном (б) и полужестком сопряжении (в) ригелей с колоннами. При этом шарниры устанавливаются для вариантов сопряжения (б) и (в), но в диалоговое окно команды шарниры для варианта (в) указывается жесткость сопряжения.

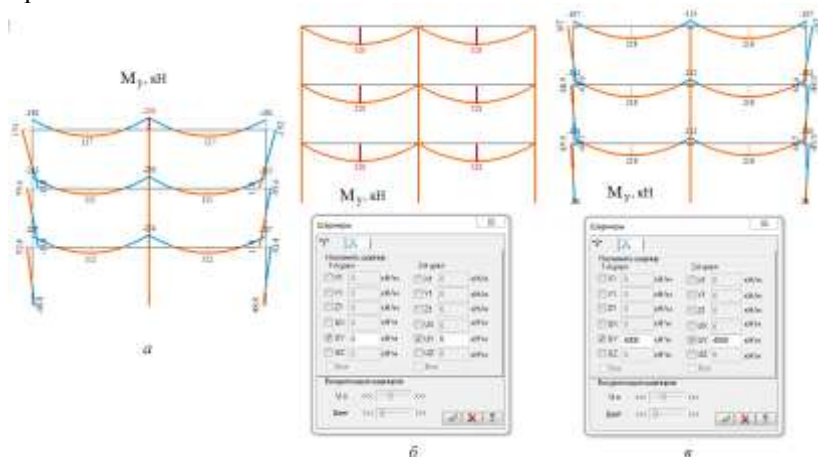


Рис. 3. Результаты статического расчета плоской многоэтажной рамы при жестком (а), шарнирном (б) и полужестком сопряжении (в) ригелей с колоннами

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Малахова А.Н. Железобетонные и каменные конструкции. – М., Издательство АСВ, 2018, С.34-44.
2. СП 356.1325800.2017. Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий. Правила проектирования
3. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Никитин И.К. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом. – М., Издательство АСВ, 2018, С.34-44.
4. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. –М., АСВ, 2009, 360с.
5. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг//Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 84-90.
6. Тамразян А.Г. Динамическая устойчивость сжатого железобетонного элемента как вязкоупругого стержня//Вестник МГСУ. 2011. № 1-2. С. 193-196.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ЖЕСТКОСТИ ПРИ СДВИГЕ ГИБКИХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И КОМПОЗИТНЫХ СВЯЗЕЙ В ТРЕХСЛОЙНЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЯХ.

Данные испытания проводились совместно с инженером ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Чупановым М.Р.

Существенные изменения требований к теплозащите зданий различного назначения, установленных СП [1] поставили проектировщикам проблемы, связанные с совершенствованием конструктивных наружных стеновых панелей в каркасно-панельных зданиях.

Одним из основных путей решения указанной проблемы является применение 3-х слойных стеновых панелей на гибких связях. В настоящей статье изложены результаты сравнительных статических испытаний трехслойных стеновых панелей на гибких связях из металлических и композитных стержней на действие сдвигающих усилий, приложенных к лицевому слою панели. Применение композитных стержней в качестве связей позволяет не только повысить экономические показатели панелей, но и понизить теплопотери через указанные элементы.

Методика испытаний. Испытания 3-х слойных стеновых панелей на сдвиг слоев относительно друг друга проводились по двум методикам:

- испытаний по методике ЦНИИЭП Жилища, разработанной в 70-х годах XX столетия [2] – рисунок 1;
- испытания панели в горизонтальной раме по схеме на рисунке 2.

На рисунке 3 приведена схема расположения связей в опытных образцах I-ой (металлические связи) и II-ой (композитные связи) серий, а также геометрические параметры панелей.



Рис. 1.Схема испытаний по методике ЦНИИЭП Жилища

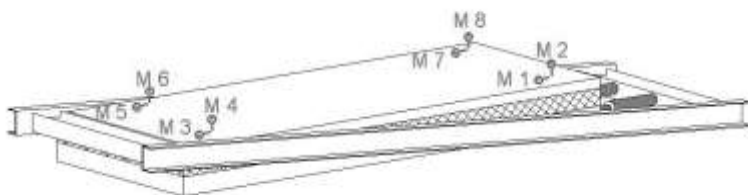


Рис. 2.Схема испытаний панелей в горизонтальной раме

Преимущества 2-ой схемы испытаний перед часто используемой схемой испытания опытных образцов в вертикальном положении (1-ая схема) заключается в следующем:

- нагрузка сдвига за счет применения специального опорного элемента равномерно передается на торцевую поверхность лицевого слоя панели;
- схема передачи нагрузки на образец исключает появление горизонтальной составляющей, вызывающей отклонения верхней зоны лицевого слоя панели от плоскости её внутреннего слоя;
- в процессе испытаний не требуется корректировка величины вертикальной нагрузки на внутренней слой панели;
- при данной схеме испытаний появляется возможность проследить работу наружного слоя панели и связей во всем диапазоне нагружения, довести панель до полного разрушения и, тем самым, получить реальную схему её работы при сдвиге слоев.

Наружный и внутренний железобетонные слои панели запроектированы из бетона класса В 20, средний теплоизоляционный слой (термовкладыш толщиной 120мм) – из пеностирольного пенопласта марки М 25 по ГОСТ 155886-6. Соединение наружного железобетонного навесного слоя панели толщиной 70мм с внутренним железобетонным самонесущим слоем толщиной 130 мм в соответствии с проектом выполнено с использованием трех типов связей:

– гибких связей-подвесок, воспринимающих усилие сдвига наружного слоя относительно внутреннего. В образцах I-ой серии связи запроектированы из

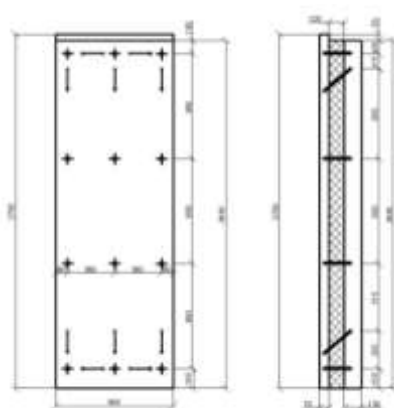


Рис. 3.Схема расположения связей

арматуры Ø12 из стали 10X14 АГ 15, шесть подвесок на панель. В образцах II-ой серии – из стеклопластиковой арматуры на основе базальтового волокна марки СН СПА 7,5.380.2.1 (Бийский завод).

– связей-распорок, воспринимающих усилие растяжения от ветрового воздействия и препятствующие раздвижке слоев панели по горизонтали. На опытных образцах I-ой серии было предусмотрено 12 связей–распорок из арматуры Ø10 указанной выше марки. В образцах II-ой серии использовалась стеклопластиковая арматура марки СГ СПА 7,5.270.2.1.

– связей-подкосов, препятствующих горизонтальному сдвигу наружного слоя относительно внутреннего вдоль горизонтальной плоскости панелей. Было установлено 4 подкоса в уровне верха и низа панели. Подкосы выполнялись из арматурных стержней Ø10 (I-ая серия) и композитных стержней марки СН СПА 7,5.380.2.1.

Анализ результатов испытаний позволил установить следующее:

1. Разрушение панелей при сдвиге слоев при наличии металлических связей Ø12 происходило из-за вырыва анкерных элементов из панелей, либо разрыва связи.

При использовании композитных связей разрушение панелей происходило из-за разрыва композитных стержней (Ø7,5).

2. Анализ деформаций связей в процессе нагружения панелей показал, что в панелях с более податливыми композитными связями имело место более равномерное распределение усилий между связями по поверхности панели, чем в панелях с металлическими связями.

3. За расчетную нагрузку при сдвиге слоев в трехслойных панелях при заданной схеме связей следует принимать нагрузку равную:

- 12,3 тс/пог.м – при металлических связях Ø10 и Ø12;

- 11,1 тс/пог.м – при стеклопластиковых связях фирмы БИЙСК Ø7,5.

4. Панели на гибких композитных связях имеют более высокую надежность, чем в случае применения панелей с металлическими связями.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003.

2. Рекомендации по конструированию, изготовлению и применению трехслойных панелей с гибкими связями повышенной стойкости к атмосферной коррозии. ЦНИИЭП Жилища. М.1971.С.46.

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВО ВРЕМЕНИ

Внимание к вопросу долговечности в строительном мире постоянно возрастает, ее оценка является одной из важных проблем безопасной эксплуатации, актуальность обозначенной проблемы неоспорима. Такое повышенное внимание связано с большим числом зданий и сооружений, построенных 50-70 лет назад, которые к настоящему времени находятся в довольно изношенном состоянии, что приводит к большим затратам на ремонт и восстановление. В период строительства и проектирования данных объектов не было большого объема наблюдений и обследований состояния железобетонных конструкций, а проектные решения основывались на теоретических предпосылках и имеющимся данным. В наши дни, строительная сфера накопила достаточно большой объем информации о состоянии железобетонных конструкций во времени, при воздействии на них различных факторов внешней среды. Накопленный опыт целесообразно использовать для разработки современной нормативно-технической базы по проектированию железобетонных конструкций с заданной обеспеченностью долговечности несущих конструкций.

Учитывая тот факт, что железобетон является сложным анизотропным материалом прогнозирование долговечности железобетонных конструкций является сложной задачей [5,6,7]. Долговечность железобетона определяется способностью бетона и арматуры в совокупности противостоять воздействию агрессивных сред. На его долговечность оказывает влияние ряд внешних и внутренних факторов.

Согласно [1] железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям по безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности.

Широко известно, что прочность бетона конструкций со временем увеличивается и его долговечность должна возрастать. Но, в процессе эксплуатации железобетонные конструкции зданий подвергаются воздействию различных, как контролируемых, так и неконтролируемых, факторов (влияние окружающей среды, температурно-влажностного режима, превышение допустимых эксплуатационных нагрузок, некачественное проведение строительных работ и др.), изменяющих их начальные свойства. Анализ результатов обследований показывает, что из-за нарушения условий эксплуатации

и/или наличия дефектов, железобетонные конструкции в достаточно короткий срок могут прийти в аварийное состояние.

Как отмечено выше, деградация прочностных свойств железобетонных конструкций может быть вызвана влиянием различных факторов агрессивного воздействия внешней среды:

- попеременное замораживание и оттаивание, которое вызывающее повреждение структуры бетона, снижающее его прочность;

- выщелачивание бетона – коррозия первого типа (растворение и вынос с водой из тела бетона растворимых компонентов цементного камня);

- карбонизация поверхностного слоя железобетонной конструкции, при которой бетон теряет способность защищать стальную арматуру от коррозии;

- коррозия арматуры, скорость которой во времени, определяется степенью агрессивности окружающей среды и др.

В рамках проведенного теоретического исследования были проанализированы ранее опубликованные результаты исследований. В [2] автор, проводя исследования влияния циклического замораживания-оттаивания на несущую способность сборных железобетонных плит, отмечает, что на момент его исследования были доступны результаты экспериментов выполненных в лабораториях, а в натуральных климатических условиях исследования практически не проводились. В результате исследования было установлено снижение несущей способности составляет на 5-7% относительно расчетных значений. Влияние коррозии (в условиях г. Москвы) проявилось в первую очередь увеличением прогибов в центре пролета на 10%.

Результаты исследовании бетона при длительном воздействии минеральных масел, проведенные в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, показали, что за 7 лет прочность бетона может снижаться на 70 %.

Еще одной из наиболее агрессивных является микробиологическая среда. Биокоррозия бетона вызвана продуктами жизнедеятельности живых организмов (например, бактериями грибов). Наиболее негативное воздействие на бетон оказывают тионовые бактерии, которые выделяют серную кислоту. Глубина повреждения бетонов может достигать 10 сантиметров.

Автор статьи непосредственно принимал участие в обследовании промышленного здания, построенного в 50-е годы 20 века. В результате проведения работ выявлено большое количество дефектов железобетонных конструкций здания. По результатам обследования в узлах сопряжения колонн и плиты на одном из участков перекрытия имеется потеря сечения арматуры в 20% и снижение прочностных характеристик бетона на 40 %, что существенно повлияло на изменение несущей способности конструкций. Данный пример не является

непосредственным расчетом конструкции на долговечность, а лишь дает наглядных пример влияния деградации свойств бетона и арматуры на несущую способность конструкций.

Данные примеры указывают на необходимость разработки и внедрения в проектную практику расчетных методик для определения долговечности конструкций.

Во избежание преждевременного разрушения железобетонных конструкций, необходимо учитывать при проектировании расчетный срок эксплуатации конструкций, т.е. закладывать проектные требования к материалам бетона, арматуре, защите, исходя из условий обеспечения их службы на расчетный срок эксплуатации здания и сооружения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-101-2003 М.: ФГУП ЦПП, 2004.

2. Минасян А. А. Натурные испытания сборных железобетонных плит, подвергшихся циклическому замораживанию – оттаиванию. Орел; Строительство и Реконструкция, №6(80). 2018

3. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Никитин И.К., Соседов К.Е. «Практические методы и примеры расчета железобетонных конструкций из тяжелого бетона по СП 63.13330» Москва, 2017.

4. Пухонто Л. М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений (силосов, бункеров, резервуаров, водонапорных башен, подпорных стен). Москва, 2004.

5. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки//Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30-32.

6. Тамразян А.Г. К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона//Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. с. 26-27.

7. Тамразян А.Г. Динамическая устойчивость сжатого железобетонного элемента как вязкоупругого стержня//Вестник МГСУ. 2011. № 1-2. С. 193-196.

УСИЛЕНИЕ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ В ЗОНЕ ПРОДАВЛИВАНИЯ

В современном монолитном строительстве широкое применение нашли безбалочные безкапитальные перекрытия. Потребность в данном виде перекрытий исходит от обеспечения свободных планировочных решений, в уменьшении объёма строительных конструкций в объёмах помещений, относительная простота опалубочных решений.

Согласно [1] необходимо проверять плоские железобетонные плиты на продавливание. В [1] описана методика расчёта, и она нашла подтверждения в теоретических расчётах, проведённых экспериментах и уже непосредственно на практике. Но иногда возникает необходимость в усилении зоны продавливания. Такая ситуация может возникнуть в следующих случаях: были допущены просчёты при проектировании, была увеличена эксплуатационная нагрузка или она будет повышена, использован класс бетона, отличный от проектного.



Рис.1. Обрушение перекрытия подземной автостоянки, г. Москва

С точки зрения принципов усиления железобетонных плит можно выделить три следующих типа:

1. Увеличение площади опорной части плиты;
2. Увеличение расчётной высоты плиты;
3. Добавление поперечного армирования.

Рассмотрим каждый вид отдельно, разберём его достоинства и недостатки.

Увеличение площади опорной части плиты достигается за счёт создания в верхней части колонн капителей. Данное решение обладает следующими преимуществами: создаётся достаточная жёсткость сопряжения плиты с колонной, увеличивается прочность плиты на срез и создаётся более равномерное распределение усилий по ширине плиты [2]. Недостатком данного решения является затруднение при устройстве опалубки и бетонировании, и так же уменьшение объёма

помещения. Применение стальной капители устраняет первый недостаток, но при его применении ухудшается архитектурная выразительность конструкции и так же ей характерен второй недостаток.

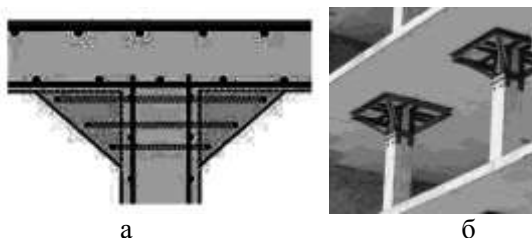


Рис.2. Увеличение площади опорной части плиты:
а) монолитной капителью, б) стальной капителью.

Увеличение расчётной высоты плиты достигается путём изготовления дополнительной монолитной плиты поверх существующей. Метод практически не используется в строительстве, так как имеет массу недостатков: сложность опалубливания и бетонирования, уменьшения объёма помещений, необходимость доступа к верху плиты, увеличение веса уже нового перекрытия.

Добавление поперечного армирования является наиболее эффективным методом усиления. Как показывают исследования, поперечное армирование значительно повышает прочность плит и их пластичность работы на продавливание [5,6]. Преимуществами данного усиления являются быстрые сроки работ, относительная дешевизна в сравнении с другими методами усиления, сохранение всего объёма помещения. Из недостатков можно выделить необходимость доступа к плите с двух сторон и ограничение по максимальной величине усилия [3].

Можно выделить два основных вида поперечного армирования в зоне продавливания: установка вертикальных стяжных болтов или шпилек с гайками и вклеивание наклонных арматурных стержней

Установка шпилек имеет следующую технологию: в плите просверливается сквозное отверстие, в него помещается шпилька, после она анкеруется гайками. Для включения в работу выполняется предварительное натяжение шпильки. Недостатком данного решения является невозможность использовать его в конструкциях в аварийном состоянии, так как просверлив отверстие ослабляется расчётное сечение плиты и возникает риск обрушения, а также требуется дополнительная отделка, которая нивелирует выступающие части элементов усиления.

Вклеивание наклонных арматурных стержней является наиболее инновационным методом усиления железобетонных плит, и заключается во вклеивании арматурных стержней с помощью

химического состава на основе эпоксидной смолы в заранее пробуренных с нижней части плиты отверстиях. Данный метод лишён недостатков характерных для стяжных болтов, так как все элементы усиления находятся внутри плиты и для обеспечения прочности плиты в момент усиления бурение проводят по специальной схеме, которая исключает обрушение [4].

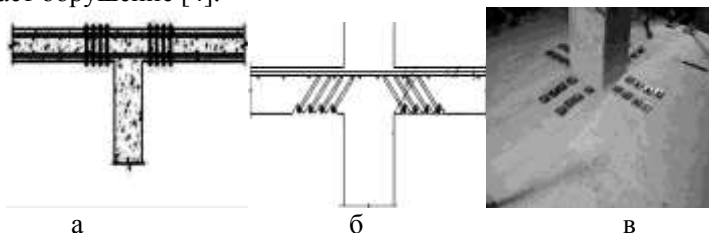


Рис.3. Схема усиления плиты поперечным армированием:

а) вертикальными стяжными болтами,

б) наклонными арматурными стержнями.

в) усиление вертикальными стяжными болтами в реальном здании.

В заключении можно отметить, что данная тема остаётся актуальной, создаются и исследуются и другие методы усиления железобетонных плит от продавливания не только в эксплуатационной стадии, но в стадии проектирования, поскольку современные расчётные ПК позволяют проводить расчёт на продавливание.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012 "СНиП 52-01-2003" Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения"
2. Железобетонные конструкции: Общ.курс. [Учеб. для вузов по спец. "Пром. и гражд. стр-во"] / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. - 4-е изд., перераб. - М. : Стройиздат, 1985. - 728 с.
3. Болгов А.Н. Сокуров А.З. Кузеванов Д.В. (НИИЖБ) "Усиление плит на продавливание поперечной арматурой"
4. СТО 36554501-029-2012 Проектирование усиления плит на продавливание химическими анкерами "HILTI HZA-P". Расчет, проектирование, монтаж.
5. Тамразян А.Г., Звонов Ю.Н. К оценке надежности железобетонных плоских безбалочных плит перекрытий на продавливание при действии сосредоточенной силы в условиях высоких температур//Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 24-28.
6. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг //Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 84-90.

К ОЦЕНКЕ СТАТИКО-ДИНАМИЧЕСКОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА ПРИ ОСОБЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Обеспечение надежности и долговечности эксплуатируемых и вновь проектируемых зданий и сооружений, при накоплении повреждений и дефектов от неординарных техногенных и природно-климатических воздействий, в т.ч. запроектных, возможно на основе развития и дополнения эффективных методов расчета, в том числе используя традиционные положения метода предельных состояний. Подтверждением этому являются уже наработанные сегодня в России и других странах конкретные предложения по обобщению и развитию метода предельных состояний на построение теоретических основ безопасности, прогнозирования поведения зданий и сооружений при чрезвычайных и аварийных ситуациях. Так, 6 января 2019 года, вступил в силу свод правил 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения» [9]. Он содержит основные положения, общие требования к расчету и проектированию защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения при аварийной расчетной ситуации. Этот нормативный документ требует рассмотрения расчетной ситуации, когда в здании или сооружении выключается из работы какой-либо несущий элемент. При этом проектировщик должен обеспечить исключение прогрессирующего разрушения всей конструктивной системы и обеспечить целостность зон возможных локальных разрушений. При проектировании защиты зданий от прогрессирующего разрушения важно учесть напряженно-деформированное состояние конструкции, которая находится под нагрузкой в момент приложения запроектного воздействия [12,13]. Конструкция накапливает микроповреждения, в ней образуются микротрещины, и ее работа существенно отличается от конструкции запроектированной. При рассмотрении диаграммы деформирования бетона в таком элементе, принципиальное значение на резерв несущей способности будет оказывать уровень микротрещинообразования и уровень напряжений в бетоне, при котором произошло запроектное воздействие – динамическое догружение. При этом догружении исследовать следует уже не статическую, а статико-динамическую диаграмму деформирования железобетонного элемента: статическое нагружение эксплуатационной нагрузкой и внезапное однократное динамическое догружение. При этом возникает необходимость исследования влияния микротрещинообразования в бетоне на параметры его деформирования при таком режиме воздействия. В частности, возникает вопрос: как будут меняться параметры диаграммы статико-динамического

деформирования бетона при динамическом догружении на разных уровнях микротрещинообразования в бетоне.

Для рассмотрения решения этого вопроса на первом этапе был проведен анализ исследований диаграммы работы бетона с учетом структурных изменений в нем от ступенчатого статического нагружения образца до заданного уровня в различных долях от разрушающей нагрузки.

Изучив экспериментальные работы О.Я.Берга [4], Р.Джонса [1], В.Рентша [2], Х.Рюша [3], Г.Я. Почтовика [8,9], В.Н.Зиновьева [6,7] по анализу микротрещинообразования бетона, составлена обобщенная таблица 1, в которой автором обобщены основные полученные результаты исследований. Как можно видеть, при испытании бетонных призм в разные годы и с использованием разного уровня точности испытательного оборудования исследователями были получены уровни микротрещинообразования в бетоне, разброс значений которых достигает более 25%.

Таблица 1 – Обобщенная таблица исследований трещинообразования

| ФИО | од | Уровни микротрещинообразования R_{crcl} / R_b | Метод исследования |
|-------------------------------|-----|--|-------------------------|
| 1 | | 3 | 4 |
| О.Я.Берг | 950 | 0,55-0,6 | прямой метод, микроскоп |
| Р.Джонс | 952 | 0,32– для кубов 0,52– для цилиндров | Ультразвук |
| В.Рентш | 953 | не определял | Ультразвук |
| Х.Рюш | 959 | 0,75 | Ультразвук, тензометрия |
| Г.Я.Почтовик | 961 | 0,4-0,5 | Ультразвук, тензометрия |
| В.Н.Зиновьев , О.Б. Бушова | 018 | $R_{crcl} / R_b = (0,089-0,106)$ $R_{crcl2} / R_b = (0,58-0,61)$ $R_{crcl3} / R_b = (0,88-0,91)$ | Ультразвук |
| | | $R_{crcl} / R_b = (0,087-0,103)$ $R_{crcl2} / R_b = (0,58-0,61)$ $R_{crcl3} / R_b = (0,845-0,884)$ | Тензометрия |

Классический подход при оценке процесса микротрещинообразования включает два этапа: сначала происходит уплотнение, затем разуплотнение [4]. Согласно исследованиям, проведенным с участием автора, были

предложены рекомендации по определению структурно-механических характеристик бетона при одноосном кратковременном сжатии с учетом действительных процессов, проходящих в бетоне под нагрузкой [5]. Согласно [5,6,7], при анализе напряженно-деформированного состояния бетона следует учитывать три уровня микротрещинообразования:

- до первого параметрического уровня $R_{\text{кр}1}/R_b$, когда происходит закрытие и переориентация существующих микротрещин;
- при напряжениях $R_{\text{кр}1}$ до $R_{\text{кр}2}$, когда появляются новые микротрещины, которые продолжают расти вместе с переориентировавшимися;
- от $R_{\text{кр}2}$ до $R_{\text{кр}3}$, когда образуются магистральные трещины.

При значении напряжений выше $R_{\text{кр}3}$, происходит внутреннее раскалывание всей массы бетона на отдельные секции-сечения.

По результатам выполненного анализа сформулирована цель развития этих исследований, в рамках которых будет рассмотрен вариант деформационной модели статико-динамического деформирования бетона при варьировании уровня статического нагружения на основе теории пластичности бетона и железобетона Г.А. Гениева [11].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Jones R.A.* Method of studying the formation of cracks in a material subjected to stress. *British Journal of Applied Physics*, Vol. 3. - № 7, 1952. – Pp. 229-232
2. *Rentsch W.* Betonprüfung mit Ultraschall. *Bauplanung und Bautechnik*, 7. Jg., Heft 10, Okt., 1953. – Pp. 471-476
3. *Rusch H.* Physikalische Fragen der Betonprüfung, "ZementKalk-Gips", Vol. 12. – № 1, 1959. – Pp. 1-10
4. *Берг О.Я.* К вопросу о прочности и пластичности бетона//ДАН СССР. – 1950. – Т.70. - №4. – С.617-620
5. *Бушова О.Б., Зиновьев В.Н.* Рекомендации по определению структурно-механических характеристик тяжелого бетона при одноосном кратковременном сжатии// Издательство МИСИ-МГСУ. - 2018. – С.75-80
6. *Зиновьев В.Н.* Определение границ микротрещинообразования бетона при сжатии ультразвуковым импульсным методом // Бетон и железобетон. – 2011. - №1.– С. 2-6
7. *Зиновьев В.Н.* Определение границ микротрещинообразования бетона при сжатии тензометрическим методом по изменению объемной деформации// Бетон и железобетон. – 2011. - №2. – С. 11-16
8. *Почтовик Г. Я.* Применение ультразвука для исследования структурно-механических изменений в бетоне и естественных каменных материалах. «Промышленность строительных материалов Москвы», №6, 1961. – С.12-15
9. *Почтовик Г.Я.* Использование ультразвука для оценки напряженного состояния и структурных изменений в обычном и керамзитовом бетоне. Применительно к сооружениям дорожного

строительства. Экспериментальные графики и фотографии испытанных образцов: дисс. канд. техн. наук/ Г.Я.Почтовик. - М., 1962, – С. 192

10. СП 385. 1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения.

11. *Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А.* Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974.–316 с.

12. *Тамразян А.Г., Мехрализадех А.* Динамический анализ многоэтажных зданий с учетом времени локального повреждения несущих конструкций при расчете на прогрессирующее обрушение//В сборнике: Бетон и железобетон - взгляд в будущее научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: В семи томах. 2014. С. 142-149.

13. *Тамразян А.Г.* Основные принципы оценки риска при проектировании зданий и сооружений// Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 21-27.

ОБЕСПЕЧЕНИЕ РАБОТОСПОСОБНОСТИ ДЕФОРМАЦИОННОГО ШВА В МОНОЛИТНОМ ПЕРЕКРЫТИИ ЗДАНИЯ АЛЬФА БАНКА

В связи с возникновением дефектов в строящемся административном здании, по обращению собственника здания было выполнено обследование здания [1].

Обследуемое здание является 1-ой очередью строительства Московского технопарка «НАГАТИНО – ЗИЛ» и расположено в западной части Нагатинской поймы г.Москвы. На момент обследования контур здания закрыт, ведутся отделочные работы и монтаж инженерных систем.

Обследуемое здание прямоугольное в плане с сегментным выступом по одной из продольных осей. Размеры в плане в крайних осях 76,1x84 м. Здание 11-ти этажное, без подвала, с выступающими над покрытием надстройками выходов из лестничных клеток на кровлю. Высота 1-го этажа 4,5 м, последующих – 3,6 м.

Конструктивно здание выполнено монолитным железобетонным каркасом с ядрами жесткости из монолитных железобетонных стен: в центральной зоне лестнично-лифтовый узел, в крайних зонах лестничные клетки. Здание разделено на три температурных блока разрезкой плит перекрытий и покрытия с длиной температурных отсеков 42 м - центральный и два крайних – длиной по 16,5 м.

Фундаменты выполнены монолитным железобетонным ростверком по свайному основанию из буронабивных свай.

Наружные стены выполнены из легкобетонных блоков толщиной 200 мм по перекрытиям с утеплением минватой и вентилируемым навесным фасадом из керамических пустотелых плит.

Температурные швы в перекрытиях выполнены образованием подвижного опирания плит крайних температурных блоков на плиты и капители центрального через подкладки из резины (рис. 1).

При анализе проектной документации и фактического состояния конструкций было выявлено, что в узлах температурных швов выше перекрытия 1-го этажа проектная резиновая подкладка толщиной 20 мм и шириной 150 мм была заменена на подкладки размером 50x10 мм. При этом, в капителях колонн были выявлены повреждения в виде сколов бетона по грани капителей по линии температурного шва глубиной от 1 до 100 мм в верхней части и от 1 до 150 мм в нижней части капители. Также имелись трещины в бетоне, наплывы, образовавшиеся при бетонировании, в узле примыкания верхней плиты

к капители [2]. Такие трещины в основном отмечены в местах, где имеется подкладка толщиной 20 мм и бетон капители и верхней плиты имеет лишь поверхностное сцепление между собой, при этом в таких местах сколы граней капителей и балок отсутствуют.



Рис. 1. Узел температурного шва в плите перекрытия:
 а) на участке сопряжения плит;
 б) на участке сопряжения плиты с капителью колонны;
 в) на участке опирания обвязочной балки на консоль колонны.

Консоли наружных колонн, на которые опираются обвязочные балки перекрытий, в узлах температурного шва также имеют повреждения в виде наклонных трещин в подрезке и сколов бетона под опорами балок. В некоторых консолях имеются также наклонные трещины в опорной зоне балки, характерные для среза железобетонного сечения.

Обнаруженные повреждения в виде сколов граней капителей и консолей колонн возникли вследствие замены резиновой подкладки проектного размера на подкладки меньшего габарита и толщины, которые не обеспечили гарантированный проектный зазор между плоскостями «верхней плиты» и капителями (консолями), из-за чего нагрузка передавалась не через резиновую подкладку, как это предусмотрено проектом, а на край опорной площадки. А в местах установки прокладки проектных габаритов необходимые зазоры были замонотичены при производстве работ и не обеспечивали работу узла температурного шва до момента замыкания теплового контура.

Отсутствие зазоров вызвано некачественным выполнением работ при возведении монолитных конструкций и заменой резиновой подкладки меньшей толщины и габаритов, что увеличило их вертикальные деформации и действующие в них напряжения сверх

нормативных практически в два раза.

Также одним из факторов возникновения указанных повреждений является неровность опорных поверхностей, что создает дополнительные горизонтальные усилия в шве за счет трения при температурных деформациях конструкций. Также расчетом была установлена недостаточная несущая способность отдельных колонн и опорных участков обвязочных балок перекрытия в узлах температурного шва.

По результатам обследования была разработана рабочая документация на усиление и восстановление эксплуатационной пригодности конструкций:

1. Удалением бетона из зазоров на опорных площадках в узлах опирания плит и балок на консоли и капители с последующим восстановлением защитного слоя бетона капителей и консолей в местах сколов ремонтными составами. Создание зазора при удалении бетона производилось также, в необходимых случаях, за счет защитного слоя бетона плиты перекрытия и балки с защитой арматуры от коррозии.

2. Усилением колонн обоймами из прокатных уголков с предварительным их напряжением для включения в работу.

3. Усиление участков плит над капителями установкой над капителями консольных балок, сваренных из пластин.

4. Усилением опорных зон обвязочных балок переопиранием их на дополнительные консоли на подкосах из металлических прокатных профилей с устройством скользящего узла прокладками из фторопласта.

После выполнения всех мероприятий по усилению эксплуатация здания выполняется в штатном режиме. Организованный мониторинг за состоянием конструкций показал, что принятые решения по усилению обеспечивают эксплуатационные характеристики конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Отчет по результатам обследования несущих строительных конструкций административного здания по адресу: г.Москва, пр-т Андропова, д.18, корп.3. Шифр М17.33.2013. Этап 2. Обследование технического состояния несущих конструкций здания. ОАО «ЦНИИПромзданий», 2013 г.

2. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами//Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 6 (53). С. 98-105.

ПРИМЕНЕНИЕ ФИБРОБЕТОНА В ПЛИТАХ ПОКРЫТИЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ

Фибробетон является одним из наиболее перспективных конструктивных материалов, его применение определяется технико-экономической эффективностью[4].

Выбор конструктивных решений влияет на способы изготовления, методы монтажа и условия эксплуатации конструкций. Форму и размеры элементов следует принимать исходя из наиболее полного использования особенностей свойств фибробетона, возможностей механизации и автоматизации заводского изготовления, удобства транспортировки и монтажа конструкций.

Анализ результатов исследований, приведенных в научной литературе [1,3,5] показал, что фибробетон обладает рядом преимуществ по сравнению с обычным бетоном и железобетоном: набирает прочность при твердении очень быстро (призменная прочность составляет 58% от прочности в 28 суток уже в возрасте 3 суток); повышение ударостойкости, долговечности, сопротивлению термическому воздействию, истиранию и др.).

Преднапряженные ребристые плиты покрытия и перекрытия из сталефибробетона являются более эффективными, чем аналогичные железобетонные размерами 1,5х6 и 3х6 м.

АО «ЦНИИПромзадний», НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство» и ОАО «Спбзниипи» (ранее ЛенЗНИИЭП) были разработаны, изготовлены и испытаны плиты покрытия 3х6 м из сталефибробетона. В данных плитах было применено комбинированное армирование, то есть арматурные стержни с предварительным напряжением в продольных ребрах и рабочие стержни сохранены, но вместо остальной арматуры были использованы стальные фибры, равномерно распределены в бетоне.

Расчетная нагрузка, под которую они были запроектированы, составляла 7300 Н/м^2 . В плитах применялся бетон класса В25 и фибры из стальной проволоки диаметром 0,5-0,8 мм. Объемное содержание фибр в бетоне составляет 68 кг/м^3 .

Плиты изготавливали в металлических формах, а фибры добавляли в бетонную смесь, которая непрерывно перемешивали в бетоносмесителе. Одним из плюсов таких плит являлось, что их масса была на 17% меньше, чем у железобетонной плиты.

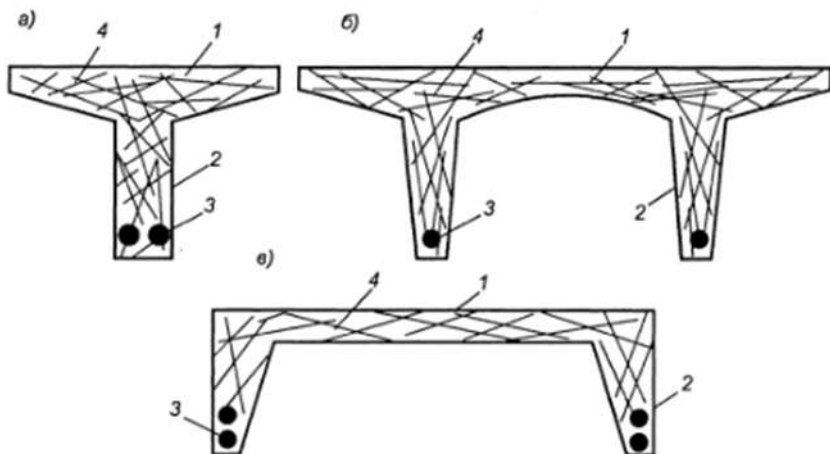


Рис. 1. Конструктивные решения ребристых сталефибробетонных элементов.

а-элемент в виде Т; б-элемент в виде 2Т; в-ребристая плита
 1—полка; 2-ребро элемента; 3—продольная стержневая арматура; 4-фибры из стали.

Плиту при испытаниях нагружали блоками массой по 50 кг. Каждая ступень загрузки равнялась 1/10 предполагаемой разрушающей нагрузки.

В ходе испытаний было выявлено следующее:

1. Линейное увеличение прогиба плиты до появления трещин в продольных ребрах.

2. При появлении трещин жесткость продольных ребер снижалась, а при дальнейшем нагружении наблюдалось увеличение прогибов, аналогично элементам из железобетона.

3. Несмотря на отсутствие в полке плиты арматурной сетки связь полки с продольными ребрами сохранилась благодаря стальным фибрам. Подтверждение этому являлось, что после образования в ней трещины она работала как конструкция из железобетона без хрупкого разрушения.

4. Трещины располагались часто, однако ширина раскрытия была незначительной вплоть до нагрузки в 85-90% разрушающей. При дальнейшем нагружении ширина раскрытия трещины составила 2 мм, что привело к резкому увеличению прогиба продольных ребер.

5. При нагрузке в 1,4-1,5 раза больше, чем у железобетона, было зафиксировано разрушение плит.

Кроме этого, были проведены испытания плит на воздействие равномерно распределенной нагрузки и горизонтальной силы по

методике НИИЖБ [2]. Испытания показали, что плита сохраняет свою прочность при воздействии горизонтальной силы 1,5 т.

Испытания при нагрузке равной 61,7% расчетной, составляющей 4500 Н/м² в течение 250 суток, показали, что прогиб продольных ребер и среднего поперечного ребра меньше нормативного. После разгрузки плиты имелись остаточные деформации сжатой зоны и прогибов. Повторное нагружение плиты нагрузкой 4500 Н/м² показало упругую работу ребер. При нагрузке 8700 Н/м² произошло разрушение плиты. Оно было вызвано достижением предела текучести в стержневой арматуре продольных ребер.

АО «ЦНИИПромзданий» также запроектировало сталефибробетонные ребристые плиты покрытия размерами 3x12 м и плиты перекрытия под нагрузку до 25 кН/м².

Анализ результатов испытаний показал, что для конструкций из сталефибробетона характерно уменьшение их массы на 13-19%, незначительное снижение стоимости до 6% и снижение трудоемкости изготовления плит на 22-38%, за счет исключения сетчатой арматуры. Показатели прочности, трещиностойкости и жесткости ребристых преднапряженных сталефибробетонных плит удовлетворяют требованиям норм, конструкции из фибробетона являются эффективными. Для определения наиболее рациональных областей применения фибробетонов целесообразно продолжать исследования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Карпенко Н.И., Травуш В.И., Каприелов С.С., Мишина А.В., Андрианов А.А., Безгодов И.М. Исследование физико-механических и реологических свойств высокопрочного сталефибробетона // Строительные науки, 2013. №1

2. Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции: Монография-М.: Издательство АСВ, 2011, 642 с.

3. Белоусов И.В., Шилов А.В., Меретуков З.А., Маилян Л.Д. Применение фибробетона в железобетонных конструкциях.// Инженерный вестник Дона, 2017. №4.

4. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон: проблемы и перспективы//Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.

5. Каприелов С.С., Гольденберг А.Л., Тамразян А.Г. О самозалечивании высокопрочного бетона, подвергнутого деструкции при циклическом замораживании. Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2017. № 5 (371). С. 56-61.

ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МОНОЛИТНОЙ БАЛКИ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

В современном строительстве при проектировании монолитных пост-натяженных железобетонных конструкций все большее распространение получает система «моностренд».

Арматурный канат помещается в пластиковую оболочку с прослойкой смазочного состава для приведения к минимуму потерь от трения каната. Такая система надежно обеспечивает защиту канатов от коррозии [5]. Натяжение производится за счет анкерных устройств и домкрата на концах каната, которые передают усилия предварительного обжатия на бетон.

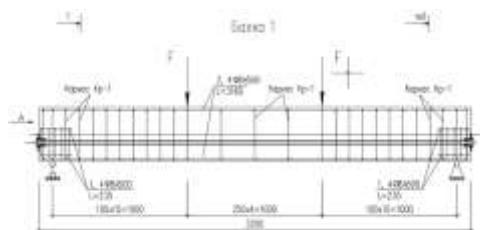
Система последующего натяжения моноструйного типа получила большое распространение в гражданском строительстве.

Задача исследования заключается в анализе работы постнатяженных конструкций по II группе предельных состояний. Предполагается определить расчетными методами и сравнить с экспериментальными данными:

- Момент образования трещин.
- Ширину раскрытия и характер образования трещин.
- Прогобы, возникшие в процессе постнатяжения и испытания объекта исследования.

В качестве объекта исследования выбрана железобетонная балка опалубочная чертеж которой представлена на рис.1.

В [1] приведены указания по расчету и конструированию балочных элементов и элементов плит перекрытия с применением натяжения канатной арматуры, не имеющей сцепления, на бетон, выполненных из тяжелого бетона в построечных условиях.



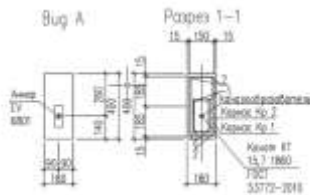


Рис.1 Опалубочный чертеж опытного образца балки.

Согласно п.11.2.4. общих положений расчета по предельным состояниям второй группы вышеуказанного пособия расчет изгибаемых предварительно напряженных элементов на действие усилий от внешней нагрузки M и от усилия предварительного напряжения арматуры $N_p = \sigma_{sp} \cdot A_{sp}$, рассматриваемого как внешняя продольная сила. При этом предельное усилие, которое может воспринимать элемент, и характеристики приведенного сечения определяются только с учетом обычной ненапрягаемой арматуры [1]. Прописанное в методическом указании упрощение существенно облегчает расчет, но не отражает действительной работы конструкции, т.к. оно подразумевает, что приращение напряжений от действия внешней нагрузки происходит только в ненапрягаемой арматуре, а напрягаемая арматура служит для создания момента, влияя в большей степени на расчет по ширине раскрытию трещин. В п. 11.2.7 пособия [1] прописано, расчет по ширине раскрытия трещин выполняется по указаниям п. 8.2.4-8.2.7 и 8.2.15-8.2.19 СП 63.13330.2012, принимая изгибающий момент равный разности внешнего момента и усилия предварительного обжатия при определении напряжений в продольной конструктивной (ненапрягаемой) арматуре в сечении с трещиной.

$$M = M_{ext} - N_p \cdot e_{op}$$

где M_{ext} – момент от внешних сил, $N_p \cdot e_{op}$ – момент обжатия, с учетом всех потерь.

Ширина раскрытия трещин определяется по формуле [2]:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s$$

Для более точного выполнения расчетов по ширине раскрытия трещин в постнатяженных конструкциях необходимо рассчитать приращений напряжений и деформаций, возникающих в арматурном канате[3].

В рамках работы [4] рассмотрен деформационный метод расчета на основе блочной модели. Суть метода заключается в том что, «для определения приращений напряжений в напрягающей арматуре, не имеющей сцепления с бетоном, необходимо определить длину условного блока, и, принимая соответствующие законы распределения

относительных деформаций в арматуре и бетоне по длине этого блока, определить приращение блока, а соответственно, и напрягающего элемента на участке между трещинами, а отсюда вычислить приращение относительных деформаций в напрягаемом элементе». В итоге метод показал хорошую сходимость, по утверждениям авторов, приращения напряжений полученных экспериментальным путем с результатами расчетов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Методическое пособие к СП 63.13330.2012 «Конструкции железобетонные монолитные с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном. Правила проектирования». НИИЖБ им. А.А. Гвоздева. 2017.
2. Методическое пособие к СП 63.13330.2012 «По проектирование предварительно напряженных железобетонных конструкций». НИИСФ РАССН под руководством Н.Н. Трекина. 2015.
3. *А. Н. Топилин, М. И. Бадаев, У. Кео, Е. Н. Терешина.* Системы предварительного напряжения железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном. ФГБОУ ВО НИУ МГСУ 2018.
4. *Педольц Т.М., Тур С.А.* Прогнозирование предельного состояния в предварительно напряженных конструкциях с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном. Вестник Брестского государственного технического университета. 2011.
5. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.* Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

ВЛИЯНИЕ РАЗМЕРА ПРОЕМОВ НА ПОДАТЛИВОСТЬ СТЫКОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ПОЖАРЕ

Изучение напряженно-деформированного состояния конструкций здания в чрезвычайных ситуациях (ЧС) является одной из важнейших задач строительной отрасли. Для гражданского строительства наиболее распространенный вид ЧС – пожар. Как показывают исследования, высокотемпературные воздействия существенно меняют физические и механические свойства материалов [1,2,3] что может привести к человеческим жертвам и существенному материальному ущербу.

Чтобы свести к минимуму вероятность опасных для жизни человека последствий пожара в крупнопанельном здании необходимо обеспечить достаточную несущую способность стыковых соединений. Для этого требуется определить влияние высоких температур на значение коэффициента податливости.

Коэффициент податливости для платформенного горизонтального стыка по СП 335.1325800.2017:

$$\lambda_{c,pl} = \left(\lambda'_m + \lambda''_m + \frac{h_{pl}}{E_{pl}} \right) \frac{A}{A_{pl}}, \quad (1)$$

где λ'_m , λ''_m - коэффициенты податливости при сжатии соответственно верхнего и нижнего горизонтальных растворяемых швов; h_{pl} - высота (толщина) опорной части плиты перекрытия; E_{pl} - начальный модуль упругости бетона опорной части плиты перекрытия; A - площадь горизонтального сечения стены в уровне расположения проемов; A_{pl} - площадь платформенных участков стыка, через которые передаются сжимающие напряжения.

Сейчас, в действующих нормах по обеспечению огнестойкости, нет методики по учету высокотемпературного воздействия для цементных растворов. В связи с этим на данном этапе исследования, в расчете с учетом высоких температур, принимаем коэффициенты податливости шва как для нормальных условий.

Для сравнения изучим наружные панели по Серии 97 (рис. 1) с толщиной несущего слоя $h_n=120$ мм, шириной платформенного участка $h_{пл}=80$ мм и плиты перекрытия с толщиной опорной части $h_{pl}=100$ мм. Железобетонные элементы выполнены из тяжелого бетона на силикатном заполнителе $E_{pl}=27500$ МПа, $\rho=2020$ кг/м³, $c=0,84$ кДж/кг·С°, $\lambda=0,6$ Вт/м·С°. Заполнение швов выполняется цементным раствором $R_m=10$ МПа.

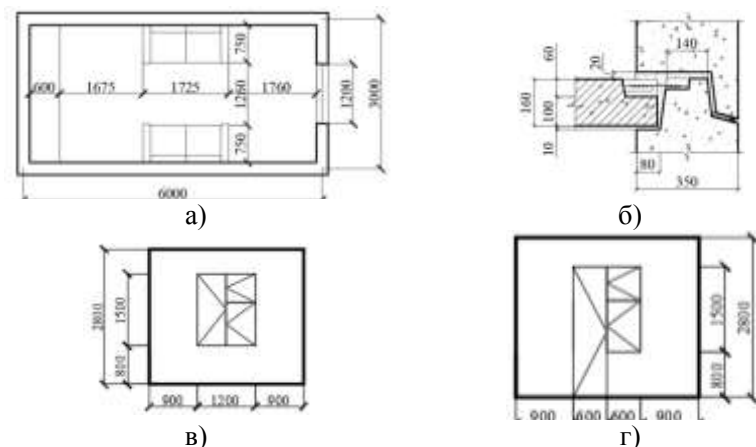


Рис. 1. Рассматриваемая комната:

- а) План с мебелью, б) Узел опирания, в) Наружная панель с окном,
г) Наружная панель с выходом на балкон.

Коэффициент податливости растворных швов в нормальных условиях при сжатии длительной нагрузкой (характеристика ползучести шва $\varphi_t=1$), для средних сжимающих напряжений $\sigma_m \leq 1.15R_m^{2/3}$ определяется:

Для верхнего растворного шва с толщиной $t_m = 20$ мм:

$$\lambda_{m,t} = 1,15 \cdot 10^{-3} \cdot R_m^{-2/3} \cdot t_m (1 + \varphi_t) = 0,0099 \text{ мм}^3/\text{Н}.$$

Для нижнего растворного шва с толщиной $t_m = 10$ мм:

$$\lambda_{m,t} = 0,0049 \text{ мм}^3/\text{Н}.$$

Коэффициент податливости стыка по формуле 1 для панели с окном:

$$\lambda_{c,pl1} = \left(0,0099 + 0,0049 + \frac{100}{27500} \right) \frac{0,12 \cdot 3 - 0,12 \cdot 1,2}{0,08 \cdot 3} = 0,0166 \text{ мм}^3/\text{Н}$$

Для панели с выходом на балкон, ширину проема для расчета площади поперечного сечения берем как среднее между шириной окна и балконной двери $0,5(1,2+0,6) = 0,9$ м:

$$\lambda_{c,pl2} = \left(0,0099 + 0,0049 + \frac{100}{27500} \right) \frac{0,12 \cdot 3 - 0,12 \cdot 0,9}{0,08 \cdot 3} = 0,0184 \text{ мм}^3/\text{Н}.$$

Определение температуры опорной части плиты производится в ПК PyroSim – интерфейс для программы Fire Dynamics Simulator (FDS, сертификат соответствия № 0896588). В процессе моделирования пожара расположенную в комнате мебель заменяем поверхностями горения с характеристиками, принимаемыми из встроенной в программу библиотеки реакций и поверхностей горения, для здания I-II степени огнестойкости (пожарная нагрузка $HRR=200 \frac{\text{кДж}}{\text{м}^2}$, скорость распространения $v = 0,0108$ м/с).

Геометрические характеристики по СТО 36554501-006-2006 через 30 мин. пожара: $h_{pl}=80$ мм, $h_n=102$ мм, $h_{пл}=56$ мм.

Таблица 1

Коэффициенты податливости стыка через 30 мин. после возгорания

| | Панель с окном | | Панель с выходом на балкон | |
|---------------------------------------|----------------|-------------|----------------------------|-------------|
| | Верхний стык | Нижний стык | Верхний стык | Нижний стык |
| Температура, С° | 987,3 | 945 | 975,3 | 953 |
| $\lambda_{с,pl}$, мм ³ /Н | 0,0215 | 0,0194 | 0,0244 | 0,0223 |

Сравнительный анализ величин коэффициентов податливости, полученных в нормальных условиях и при 30 мин воздействия реального пожара, показывает что в комнате с окном значение увеличилось на 0,0049, 0,0028 мм³/Н для верхнего и нижнего стыка соответственно. В комнате с выходом на балкон значение коэффициента увеличилось на 0,006 для верхнего стыка и на 0,0039 мм³/Н для нижнего.

Таким образом, можно сделать вывод, что при воздействии высоких температур чем больше проем, тем значительнее увеличение коэффициента податливости. Данный фактор необходимо учитывать на этапе проектирования с помощью ограничения размера проема в помещении.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Аветисян Л.А., Парфенов С.Г., Пронин А.А.* К учету деформативных свойств бетона при расчете железобетонных конструкций в условиях высоких температур // Строительство и реконструкция. 2015. № 6. С. 21-25.
2. *Ильин Н.А.* Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1979. 131 с.
3. *Tamrazyan A.* Reduce the impact of dynamic strength of concrete under fire conditions on bearing capacity of reinforced concrete columns//Applied Mechanics and Materials. 2014. Т. 475-476. С. 1563-1566.

ИССЛЕДОВАНИЯ В ОБЛАСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ПРОГИБОВ МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С ПОСТНАПРЯЖЕНИЕМ.

В строительной практике широкое применение сейчас находят монолитные безбалочные перекрытия. Такие конструкции отвечают современным требованиям к архитектурно-строительным решениям, а именно: создание конструкций любой конфигурации, возможность гибкой планировки, уменьшение общего объема и веса конструкций [1-4].

В настоящее время одним из наиболее перспективных направлений развития монолитного железобетона является применение при возведении пролетных конструкций преднапряжения с натяжением на бетон в построечных условиях (постнапряжение). Суть данного метода состоит в том, что арматуру напрягают после того, как бетон был размещен в опалубку и при этом уже достиг значительной прочности на строительной площадке (рис. 1).

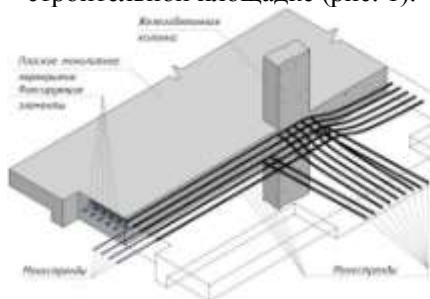


Рис. 1. Преднапряжение в плоском перекрытии.

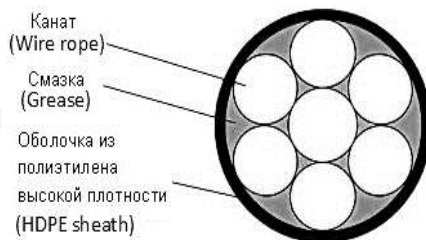


Рис.2. Канат в оболочке (моностред).

При применении такой системы трещиностойкость в 2-3 раза выше, чем у ненапрягаемых конструкций, а также такая практика позволяет использовать большепролетные плоские перекрытия свыше 7м без возникновения ненормативных прогибов [2].

С развитием технологий напрягаемая арматура в монолитных конструкциях все чаще применяется без сцепления с бетоном (с применением монострендов), т.е. не производится инъектирование каналов, а арматуру от коррозии или защищают специальными защитными оболочками, или обрабатывают антикоррозионным составом.

Моностренд представляет собой арматурный канат, который заключен в пластиковую оболочку с прослойкой смазочного материала (рис.2). Смазка необходима для достижения минимальных потерь от трения. Так же оболочка защищает арматурный канат от коррозии [1].

Практическое значение теории преднапряженного железобетона приобрела благодаря работам французского инженера Э. Фрейсине (с 1911 года). Главное достижение изобретателя, что он изучал ползучесть бетона, и это позволило сделать ему соответствующие выводы о влиянии ползучести на предварительно напряженный железобетон. Его работы стали базой для дальнейшей развития теории предварительного напряжения.

В нашей стране первым изучением предварительно напряженного железобетона занялся В.В. Михайлов. Он всю свою научную деятельность посветил разработке методов расчета и совершенствованию предварительного напряжения. В 1963 г. вышла монография Михайлова [5], которая содержала основные теории по расчетам и технологиям производства и устройства предварительно напряженных конструкций.

И. Гийон одним из первых предложил порядок расчета статически неопределимых систем. До этого все расчеты разрабатывались только для статически определимых.

Так же большой вклад в дальнейшее изучение внесли В.Н. Байков, Ф.Леонгардт, Т. Лин, А.А. Гвоздев, К.В. Михайлов, С.В. Шестоперов, В.П. Артемьев, Э.Е. Сигалов, М.М. Арсланбеков, Н.М. Леванов, Портаев Д.В. и другие российские и зарубежные ученые [1-5].

В Европе и в США существует широкая нормативная база на тему преднапряжения и постнапряжения, в том числе с применением этих разработок в гражданском строительстве [6].

В нашей стране данная технология получила широкое распространение при строительстве монолитных путепроводов и мостов [7], в гражданском строительстве применяется крайне редко. Отчасти это связано с отсутствием нормативных документов. В [8, 9] описана только общая теория расчета конструкций с преднапряжением. Но нормативная база активно развивается и основывается на новых исследованиях в этой области [10].

Целью дальнейших исследования автора является анализ расчета прогибов железобетонного монолитного безбалочного перекрытия с постнапряжением без сцепления с бетоном при нерегулярной сетке колонн. Для достижения этих целей необходимо изучить методы расчета и произвести их двумя методами: аналитическим и с помощью ЭВМ. По результатам исследования необходимо можно сделать выводы по полученным результатам, сформулировать рекомендации по методу

расчета прогибов таких конструкций, которые в дальнейшем можно использовать для практического применения.

Научной новизной данного исследования является то, что будут изучаться прогибы плоских перекрытий с постнапряжением при нерегулярной сетке колонн.

Проведенная оценка существующих источников позволяет сделать вывод, что тема исследования расчета железобетонного монолитного безбалочного перекрытия с постнапряжением на данный момент является не до конца изученной. Нет четко разработанных методов расчета монолитных перекрытий с преднапряжением без сцепления с бетоном, существующей нормативной базы не достаточно. Требуется уточнение и разработка новых, более совершенных методов расчета таких конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Бардышева Ю.А., Кузнецов В.С., Талызова Ю.А.* Конструктивные решения безбалочных безкапельных перекрытий с предварительно напряженной арматурой// Вестник МГСУ - Москва, 2014. - Вып.6. – с.44-51.
2. *Погребной И.О., Кузнецов В.Д.* Безригельный предварительно напряженный каркас с плоским перекрытием // Инженерно-строительный журнал. 2010. № 3. С. 52-55.
3. *Дорфман А.Э., Левонтин Л.Н.* Проектирование безбалочных бескапельных перекрытий. — М.: Стройиздат, 1975
4. *Портаев Д.В.* Расчет и конструирование монолитных предварительно напряженных конструкций гражданских зданий: Научное издание. – М.: Издательство АСВ, 2011г.
5. *Михайлов В.В.* Предварительно напряженные железобетонные конструкции. М., 1963
6. Eurocode-2.
7. СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* (с Изменением N 1)
8. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции, 2004 г.
9. Пособие к СП 63.13330.2012. Конструкции железобетонные монолитные с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном. Правила проектирования.
10. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон - взгляд в будущее//Вестник МГСУ. 2014. № 4. С. 181-189.

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛЕННЫХ ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ С ПОМОЩЬЮ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

В последние 15-20 лет за рубежом для усиления и армирования железобетонных и каменных конструкций широкое применение находят композитные материалы на основе угле-, стекло- и базальтопластиковых волокон[3]. В России этот материал широко применяется в авиастроении [1,2] При этом сравнительно малый вес композита по сравнению с бетоном и металлом позволяет широко использовать этот материал на объектах, возводимых в сейсмоопасных регионах. Однако малый объем экспериментальных исследований сдерживает создание нормативной базы по применению композитных материалов в строительстве и, как следствие этого, сужает объемы их применения в строительстве каменных конструкций. Для оценки влияния композитных материалов на прочность каменных конструкций из различных видов кирпича и камня при использовании их в качестве элементов усиления была разработана программа и проведены статические испытания опытных образцов каменной кладки из пустотелых камней, усиленных холстами и сетками из углеродных волокон. Испытания выполнены в ЦНИИСК и МГСУ при участии автора.

Описание опытных образцов. В соответствии с составленной программой испытаний было изготовлено шесть серий образцов кладки. В каждой серии использовались по три усиленных и три неусиленных образца (рис.1) При этом:

- **образцы серии I** были изготовлены из керамического пустотелого кирпича пустотностью 41,1%. Усиление образцов осуществлялось с помощью углеродных холстов шириной 230 мм. На рис.1а показан общий вид опытных образцов серии I;
- **образцы серии II и III** (рис 1б,в) были выполнены из камней (пустотностью более 50%). Образцы усиливались холстами из углеволокнутой ткани, а также композитной сеткой на основе углеродного волокна (образцы серии III);
- **образцы серии IV - VI** (рис.1 г,д,е) были выполнены из того же камня, что и образцы серии II. Образцы серии IV усиливались холстами из углеволокнутой ткани, а образцы серий V и VI –композитной сеткой на основе углеволокна. Образцы серии VI усиливались путем полного оборачивания кладки композитным материалом по схеме на рис.1е.

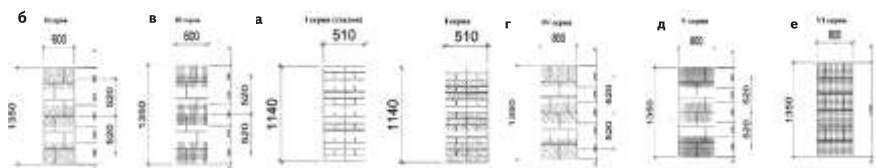
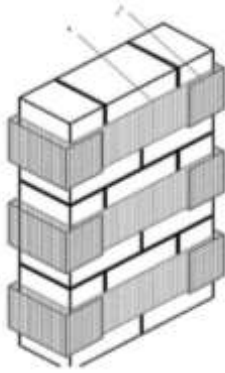


Рис. 1. Опытные образцы

В образцах серии I соотношение сторон поперечного сечения составляло 1,3, в образцах серий II и III - 2,1. При соотношении сторон более 2-х необходима установка поперечных хомутов с целью уменьшения расчетной ширины образца. Согласно действующим правилам при соотношении сторон. В образцах серий IV-VI длиной 800 мм соотношение длины к толщине составляло: $a/b=800:280 = 2,85 > 2$. При усилении кладки холстами использовались композитные хомуты, выполняющие роль поперечной арматуры. Отверстия просверливали в кладке в каждой полосе из композитного материала по высоте образца. В эти отверстия устанавливали углеродные анкерные жгуты, длина которых превышала толщину образца на 250-280 мм. Концы жгутов расплетали и приклеивали к сетке с помощью специального клевого состава. Испытания проводили по методике ГОСТ 8829-94. Интервалы между ступенями нагружения составляли 8-10 мин. В начале и в конце каждой ступени нагружения производили замеры деформации кладки.

Результаты испытаний и их анализ. По результатам испытаний установлено:

- прочность образцов I и II серии, усиленных бандажом из углеродной ленты шириной 300 мм увеличена по сравнению с эталонными на 63 и 55%, процесс разрушения кладки характеризовался раздроблением кирпича между композитными бандажами;
- в образцах серии IV, усиленных аналогичными углеродными лентами с установкой армирующей поперечной арматурой, прочность кладки увеличилась на 26% по сравнению с не усиленной кладкой;
- прочность образцов III и V серии оказалась выше, чем у эталонных образцов.
- в образцах серии IV при применении углеродной сетки для усиления кладки при полном оборачивании образцов сеткой прочностью кладки составила $1,31 \times R_u$ (R_u - временное сопротивление кладки при сжатии).



усиления кладки

Выводы:

Анализ результатов испытаний показал:

1. Применение углеродных лент для усиления кладки из крупноформатных камней с пустотностью 54% позволило увеличить несущую способность в 1,6 раза по сравнению с неусиленными образцами.
2. Усиление каменной кладки в угловых зонах (зонах концентрации напряжений) рекомендуется выполнять по схеме на рисунке 2.

Рис. 2. Схема.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Тонких Г.П., Кабанцев О.В., Грановский А.В, Симаков О.А.* Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки системой внешнего армирования на основе углеволокна // Вестник ТГАСУ. 2014. №6. С.57-69.

2. *Костенко А.Н.* Усиление кирпичных конструкций с использованием элементов внешнего армирования из углеродного волокна // Промышленное и гражданское строительство. 2006. №7. С.47-48.

3. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон - взгляд в будущее// Вестник МГСУ. 2014. № 4. С. 181-189.

ДИАГРАММНЫЙ МЕТОД ОЦЕНКИ СТАТИКО-ДИНАМИЧЕСКОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ СЕЧЕНИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

В связи с введением в действие СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения» стало обязательным выполнение расчетов по недопущению прогрессирующего обрушения зданий и сооружений вследствие гипотетического или предполагаемого локального разрушения [1]. Этой актуальной на сегодняшний день задачей применительно к железобетонным конструкциям занимались ряд известных ученых, среди которых можно отметить работы Гениева Г.А., Травуша В.И., Бондаренко В.М., Алмазова В.А., Кодыша Э.Н., Карпенко Н.И., Колчунова В.И., Федоровой Н.В., Шапиро Г.И., Белостоцкого А.М., Барабаш М.С., Тамразяна А.Г. и др. Продолжение исследований в этой области вызвано необходимостью поиска реализации расчета применительно к конкретным типам железобетонных конструкций и конструктивных систем, с различными исходными параметрами, условиями нагружения, спецификой запроектного воздействия и т.д.

В работе [7] представлено решение задачи по оценке увеличения динамического догружения в железобетонных элементах конструктивных систем применен диаграммный метод для анализа статико-динамического деформирования железобетонной конструктивной системы. Этот метод позволяет определять динамические параметры деформирования железобетонных конструктивных систем при их структурной перестройке. В его основе - энергетический подход Г.А. Гениева [8] и диаграммный метод Вл.И. Колчунова [9], а также [2-5]. Параметры полученной таким образом диаграммы и методика их расчета изложена в работе [10].

В настоящей работе выполнен аналитический расчет параметров двухлинейной диаграммы «М- α » применительно к n раз статически неопределимой рамно-стержневой конструктивной системе из железобетонных элементов под действием эксплуатационной проектной нагрузки (рис. 1).

Расчет производится по поперечному сечению 1-1, схема армирования которого приведена на рис. 2 а. Расчет параметров производился по первичной – до выключения стойки - и вторичной – после выключения стойки – расчетным схемам.

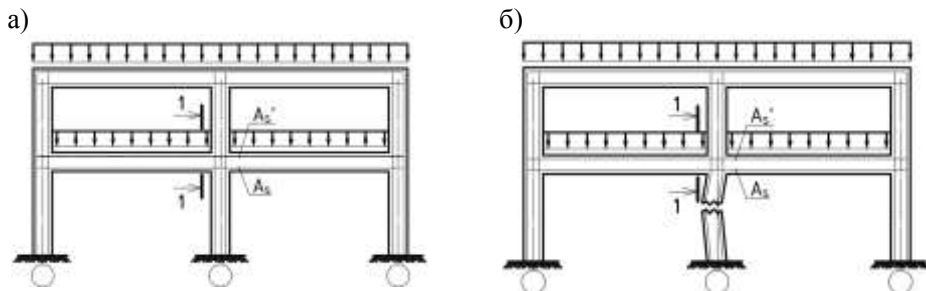


Рис. 1. Схема рамно-стержневой конструктивной системы: а – исходная, б – с внезапно удалённой средней стойкой

По результатам выполненного расчета было получена диаграмма статико-динамического деформирования рассматриваемого опорного сечения (рис. 2 б).

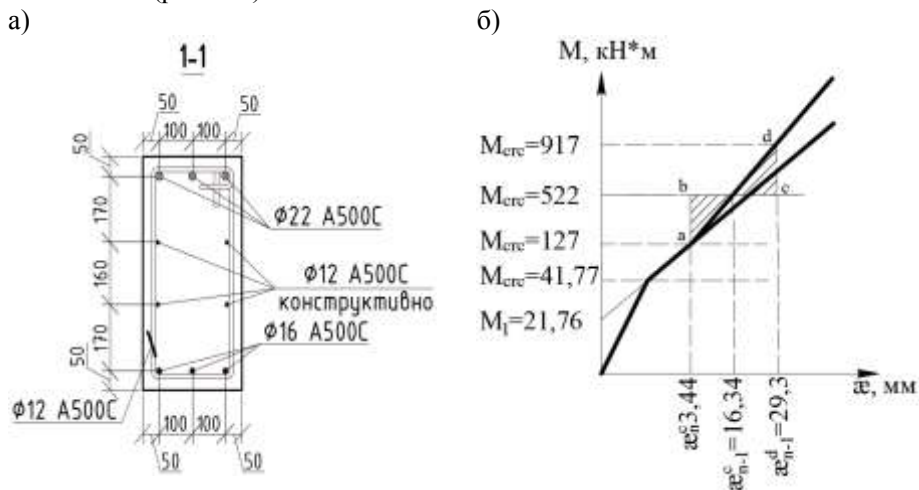


Рис.2 Расчетное опорное сечение (а) и статико-динамическая диаграмма деформирования «М-ε» для заданного сечения (б)

Из полученного по результатам расчета графика следует, что при удалении центральной стойки увеличение динамического момента в сечении 1-1 при рассматриваемом особом воздействии произошло в 7,22 раза.

Пользуясь приведенной методикой, можно анализировать процесс статико-динамического деформирования и разрушения статически неопределимой железобетонной рамно - стержневой конструктивной системы при ее структурной перестройке в случае внезапного удаления одного из элементов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Травуш В.И.* Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в рамках законодательных и нормативных требований / В.И. Травуш, В.И. Колчунов, Е.В. Леонтьев// Промышленное и гражданское строительство. 2019. №2. С. 18-26.

2. *Шаниро Г.И., Краковский М.Б.* Расчет железобетонных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения с использованием эвм-программы "ОМ СНИП ЖЕЛЕЗОБЕТОН"//Бетон и железобетон. 2007. № 6. С. 12-14.

3. *Тамразян А.Г.* Научные основы оценки риска и обеспечения безопасности железобетонных конструкций, зданий и сооружений при комбинированных особых воздействиях// Вестник НИЦ Строительство. 2018. № 1 (16). С. 106-114.

4. *Тамразян А.Г.* Рекомендации к разработке требований к живучести зданий и сооружений//Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 77-83.

5. *Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Чесноков Д.А.* Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения // Промышленное и гражданское строительство. 2016. №6. С. 8-13.

6. *Travush V.I., Fedorova N.V.* Survivability parameter calculation for framed structural systems // Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2017. № 1 (33). С. 6-14.

7. *Колчунов В.И., Андросова Н.Б., Н.В. Ключева, А.С. Бухтиярова.* Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: АСВ, 2014.208 с.

8. *Гениев Г.А.* Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст]: научное издание/ Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.И. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. — М.: Изд-во АСВ, 2004. — 216 с.

9. *Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В.* Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций. К.: Издательство: НАУ. – 2006. -808 с.

10. *Федорова Н.В.* Статико-динамическое деформирование железобетонных статически неопределимых конструкций при их структурной перестройке / Н.В. Федорова, П.А. Кореньков// Сборник докладов Международной научно-практической конференции, посвященной 150-летию со дня рождения А.Ф. Лолейта «Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям» — Москва, 2018. — С.487-491.

Студент магистратуры 1 года обучения 1 группы ИСА Ильин М.А.
Научный руководитель – зав. кафедрой ЖБК, д-р техн. наук, проф.
А.Г. Тамразян

ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДОВ ЭВРИСТИЧЕСКОЙ ОПТИМИЗАЦИИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Проектирование железобетонных элементов – комплексная задача обеспечения безопасности конструкции с минимальными затратами [1]. Как правило, проектирование железобетонных элементов включает в себя две основные стадии: назначение предполагаемых геометрических параметров поперечного сечения и подбор требуемого армирования. Предполагая геометрические размеры сечения, мы уже сталкиваемся с вопросом оптимального выбора [2]. Помимо того, что бетон и сталь, применяемые в составе железобетонного элемента, имеют различное механическое поведение, они также различаются и по стоимости (сталь, обычно, дороже). Для решения задач оптимизации железобетонных элементов успешно применяются современные эвристические (метаэвристические) алгоритмы, такие как: поиск заряженной системы (charged system search CSS), поиск гармонии (harmony search – HS), имитация отжига (simulated annealing SA), BBBC (big bang big crunch) [3-4].

Для демонстрации применения подобных алгоритмов, обратимся к распространенной задаче об изгибе однопролетной железобетонной балки. Основные варьируемые параметры задачи показаны на рис. 1. Расчетная схема примера приведена на рис. 2.

Рис. 1. Переменные параметры расчета

h – высота сечения;
 b – ширина сечения;
 n_i – число стержней армирования;
 d_i – диаметр стержней армирования;
 B – класс бетона

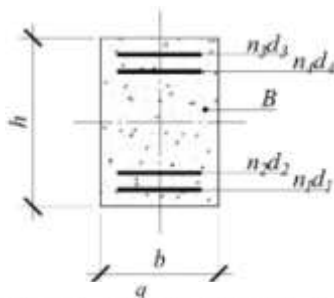
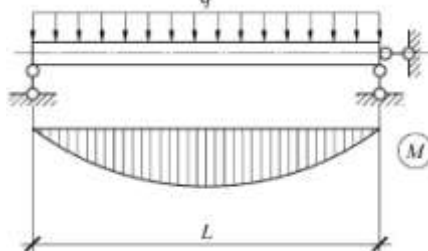


Рис. 2. Расчетная схема балки

q – внешняя нагрузка;
 L – величина пролета;
 M – изгибающий момент



Под конечной целью расчета предполагается минимизация стоимости материалов балки на 1 м.п. пролета. В качестве целевой функции принимается простейшая функция стоимости материалов 1 м.п. балки C :

$$C = C_b \left(hb - 0,25\pi \sum_{i=1}^4 n_i d_i^2 \right) + 0,25\pi C_s \gamma_s \sum_{i=1}^4 n_i d_i^2,$$

Где C_b – стоимость 1 м³ бетона «в деле», [у.е./м³]; C_s – стоимость 1 т стали «в деле», [у.е./т]; γ_s – удельный вес стали, [т/м³]. Цель оптимизации принято считать достигнутой, когда максимальная разница между стоимостью последних пяти вариантов одной итерации алгоритма составит менее 2%. Для данной задачи рассмотрим эвристический алгоритм поиска гармонии (HS) [4]. Простейшее его описание приведено ниже:

1. Инициализация начальной матрицы переменных параметров h, b, n_i, d_i, B .
2. Создание нового набора параметров (генерация случайных решений).
3. **Если** критерии проверок выполнены **то**
сохранить новое решение в памяти алгоритма, **иначе** Go to 4.
4. **Если** цель оптимизации достигнута, **то** Stop, **иначе** Go to 2.

В этап генерации новых решений включена проверка несущей способности изгибаемого железобетонного элемента по нормальным сечениям в соответствии с действующими нормами: $M \leq M_u$, где M_u – максимальный изгибающий момент, воспринимаемый сечением железобетонного элемента, [кНм], а также проверка конструктивных требований. В целях конкретной задачи отыскивается оптимальное сечение однопролетной статически определимой железобетонной балки, проверяемой на действие изгибающих моментов в диапазоне $M = 50 \div 500$ кНм с шагом 50 кНм. Результаты расчета приведены в таблице 2.

Таблица 1

Постоянные параметры алгоритма

| Наименование | Обозн. | Ед. изм. | Значение |
|-----------------------------------|------------|------------------|----------|
| Ширина сечения | b | мм | 250÷350 |
| Высота сечения | h | мм | 350÷500 |
| Защитный слой | a | мм | 35 |
| Диаметр стержней рабочей арматуры | d | мм | 10÷30 |
| Расч. сопротивление стали | R_s | МПа | 435 |
| Класс бетона В | | | В15-40 |
| Модуль упругости стали | E_s | МПа | 200000 |
| Удельный вес стали | γ_s | т/м ³ | 7,86 |
| То же, бетона | γ_b | т/м ³ | 2,50 |
| Стоимость 1 м ³ бетона | C_b | у.е. | 40 |
| Стоимость 1 т стали | C_s | у.е. | 400 |

Таблица 2

Результаты выполнения алгоритма

| | | | | | | | | | | |
|--------------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| M , кНм | 50 | 100 | 150 | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 | 450 | 500 |
| R_b , МПа | 17,0 | 17,0 | 17,0 | 17,0 | 19,5 | 17,0 | 17,5 | 19,5 | 19,5 | 19,5 |
| h , мм | 350 | 400 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 |
| b , мм | 250 | 250 | 250 | 250 | 250 | 300 | 300 | 350 | 350 | 350 |
| d_1 , мм | 20 | 16 | 18 | 28 | 25 | 22 | 25 | 25 | 28 | 28 |
| d_3 , мм | 30 | 26 | 26 | 24 | 14 | 12 | 16 | 12 | 16 | 28 |
| n_1 | 2 | 4 | 4 | 2 | 3 | 5 | 4 | 5 | 5 | 5 |
| n_3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 2 | 3 | 6 | 5 | 2 |
| d_2 , мм | 18 | 10 | 12 | 10 | 12 | 14 | 12 | 10 | 10 | 16 |
| d_4 , мм | 12 | 10 | 20 | 25 | 16 | 25 | 20 | 16 | 16 | 22 |
| n_2 | 2 | 4 | 2 | 3 | 2 | 2 | 4 | 3 | 2 | 3 |
| n_4 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_u , кНм | 57,3 | 111,2 | 167,7 | 222,4 | 279,8 | 333,5 | 388,9 | 455,2 | 500,1 | 556,2 |
| C , у.е./м.п. | 5,2 | 6,9 | 8,2 | 9,6 | 11,6 | 13,6 | 15,9 | 18,1 | 20,2 | 22,8 |

Результаты выполнения алгоритма показывают необходимость установки второго ряда стержней арматуры в растянутой зоне бетона при действии изгибающего момента свыше 250 кНм.

Таким образом, выше рассмотрена возможность практического использования эвристических алгоритмов оптимизации для расчета строительных конструкций на примере результатов применения алгоритма поиска гармонии HS для подбора сечения железобетонной балки по наибольшему изгибающему моменту.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Tamrazyan A., Filimonova E. Searching method of optimization of bending reinforced concrete slabs with simultaneous assessment of criterion function and the boundary conditions. // Applied mechanics and materials. – 2014. – Т. 467. – С. 404-409.
2. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Структура целевой функции при оптимизации железобетонных плит с учетом конструкционной безопасности. // Промышленное и гражданское строительство. 2013. – № 9. – С. 14-15.
3. Kaveh A. Applications of Metaheuristic Optimization Algorithms in Civil Engineering. – Springer International Publishing AG, 2017. – ISBN 978-3-319-48011-4.
4. Zong Woo Geem. Music-Inspired Harmony Search Algorithm. Theory and Applications. – Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2009. – ISBN 978-3-642-00184-0.

*Студентка магистратуры 1 года обучения 1 группы ИСА Капралова
А.Е.*

Научный руководитель – канд. техн. наук, доц. Б.К. Джамуев

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, АРМИРОВАННЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ СЕТКОЙ STRECK®

В настоящее время в малоэтажном строительстве для возведения несущих и ограждающих конструкций здания широко применяется кладка из различных каменных материалов. По своей структуре каменная кладка является неоднородным телом с выраженным преобладанием в объеме одного базового элемента (камня) по отношению к другому (кладочный раствор). Прочность кладки зависит не только от характеристик базового элемента, но и, в значительной степени, от характеристик кладочных швов.

Составляющие каменной кладки обладают различными прочностными и деформационными характеристиками и работают совместно друг с другом, что объясняет особый характер работы каменной кладки. При сжатии в горизонтальных швах возникают деформации, значительно превышающие деформации в каменных элементах, что является причиной появления в них растягивающих усилий. Разрушение каменной кладки при сжатии начинается с появления над и под вертикальными швами отдельных вертикальных трещин и появления местных вертикальных трещин в отдельных камнях, которые при повышении нагрузки соединяются по высоте и разделяют кладку на отдельные столбы. Потеря устойчивости этих столбов происходит даже после небольшого дальнейшего увеличения нагрузки и приводит к разрушению кладки.

В соответствии с указаниями СП 15.13330.2012 [1] в случаях, когда повышение марок кирпича, камней и растворов не обеспечивает требуемой прочности кладки и площадь поперечного сечения не может быть увеличена, допускается применять сетчатое армирование горизонтальных растворных швов. В данном случае поперечная арматура препятствует расширению раствора и тем самым позволяет избавиться от линейной ползучести кладки[5,6].

В современном строительстве наиболее распространены металлические сетки. Вопросами изучения прочности и деформативности каменной кладки с различным армированием занимались А.Л. Рябинин, Б.С.Соколов, А.Б. Антаков, А.В. Грановский и др. [2-4]. Результаты исследований изменения прочностных характеристик кладки при разных видах армирования показаны в таблице 1.

Так анализ результатов исследований А.Л. Рябина [2] показывает влияние перфорированной арматуры в виде перфолента на напряженно-деформированное состояние каменной кладки. Кроме того, в работе, получена оценка влияния процентного содержания армирования на несущую способность кладки: при небольшом расхождении процентов армирования для полнотелого и пустотелого кирпича ($\mu=0,13$ и $\mu=0,12$) прочность кладки увеличивается соответственно на 12,3% и 5,6% по сравнению со стандартным сетчатым армированием.

Аналогичными исследованиями занимались Б.С. Соколов, А.Б. Антаков. Для экспериментального исследования ими [3] использовались эталонные образцы из керамического кирпича с сетками из арматурной проволоки Ø3 В500, $\mu=0,177\%$ и две серии образцов с просечно-вытяжными сетками ($\mu=0,077\%$, $\mu=0,16\%$). По результатам испытаний выявлено, что прочность каменной кладки с применением ПВС несколько выше (2,9-11,4%), чем традиционных проволочных.

Таблица 1

Результаты исследований изменения прочностных характеристик
кладки

| № | Материал кладки | Армирование | Процент армирования, μ , % | Изменение прочности, ΔR , % |
|---|---|-----------------|--------------------------------|-------------------------------------|
| Результаты исследования Рябина А.Л. | | | | |
| 1 | Пустотелый кирпич М100 (марка раствора М50) | Перфолента В500 | 0,12 | 5,6 |
| 2 | Полнотелый кирпич М200 (марка раствора М50) | Перфолента В500 | 0,13 | 12,3 |
| Результаты исследования Соколова Б.С. и Антакова А.Б. | | | | |
| 3 | Керамический полнотелый кирпич М100 (М50) | ПВС С-1 | 0,077 | 2,9 |
| 4 | | ПВС С-2 | 0,16 | 11,4 |

Сетка Streck® представляет собой продукт, который произведен из цельного металлического листа в результате просечки и вытягивания. Производственный процесс происходит без потери материала и практически безотходно, что влияет на конечную стоимость продукта. Кроме того, по сравнению с ткаными и сварными сетками,

цельнометаллическая сетка в среднем в 2,5 раза легче, а нарушение целостности одного из ее элементов не приводит к разрушению всего полотна, что сохраняет ее прочность при резке на любые формы.

Одними из направлений современного строительства является экономичность и ресурсосбережение. Использование сетки Streck® позволяет удешевить производство, так как процесс изготовления не предусматривает работы по сварке или вязке элементов сетки, что уменьшает трудозатраты на ее производство. В связи с этим необходимо убедиться в рациональности использования металлической сетки Streck® в качестве усиления каменной кладки.

Для решения поставленной задачи - экспериментальных исследований, разработана программа испытаний на внецентренное сжатие неармированных и армированных металлической сеткой Streck® образцов, выполненных из следующих материалов:

1 этап – полнотелого керамического кирпича на цементном растворе;

2 этап – керамических крупноформатных пустотно-поризованных камней пустотностью > 50 % на цементном растворе;

3 этап –ячеистобетонных блоков автоклавного твердения на полимерцементном (клеевом) растворе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*».

2. *Рябинин А.Л.* Прочность и деформативность кирпичной кладки, армированной перфорированными стальными лентами, при центральном сжатии: дис ... канд. техн. наук. СПб., 2009. – 231с.

3. *Соколов Б.С., Антаков А.Б.* Исследования сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций: Научное издание. – М.: Издательство АСВ, 2010. – 104 с.

4. *Грановский А.В., Берестенко Е.И.* Оценка монолитности кладки стен из крупноформатных многопустотных керамических камней // Жилищное строительство – 2013. №12 С.31-33.

5. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон: проблемы и перспективы//Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.

6. *Тамразян А.Г., Аветисян Л.А.* Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов на кратковременную динамическую нагрузку//Строительство: наука и образование. 2013. № 4. С. 2.

*Студентка магистратуры 1 года обучения 1 группы ИСА
Коновалова О.О.
Научный руководитель – зав. кафедрой ЖБК, д-р техн. наук, проф.
А.Г. Тамразян*

ОПТИМИЗАЦИЯ ПРОЕКТНЫХ ПАРАМЕТРОВ БАЛОЧНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ГЕНЕТИЧЕСКИХ АЛГОРИТМОВ

При проектировании зданий и сооружений основной задачей является подбор оптимальных параметров элементов конструктивной системы. Под оптимальными понимаются параметры проектируемой конструкции, удовлетворяющие установленным нормами ограничениям, при ее минимально возможной в данных условиях стоимости [3,4]. Так как при использовании оптимизационных методов реализуется минимизация массы деформируемых объектов, актуально их применение для приведения к оптимальному значению одного из наиболее важных параметров объектов проектирования – стоимости.

В рамках работы над статьей поставлена цель изучения принципов оптимизации проектирования и возможностей их применения для решения поставленной задачи. К рассмотрению принята монолитная железобетонная балочная плита перекрытия в составе многоэтажного каркасного здания с геометрическими параметрами $L \times H = 6,20\text{м} \times 6,40\text{м}$, эксплуатируемая в нормальных условиях. Нагрузка принята согласно [1] равномерно распределенной по площади, равной 5,0 кПа.

Для данной проектируемой конструкции общая функция цели представлена следующим образом:

$$P = (P_B + P_A + P_F) \rightarrow P_{min} \quad (1)$$

где P – плановая себестоимость проектируемой конструкции;

P_B, P_A, P_F – стоимости используемых для проектируемой конструкции бетона, арматуры, опалубки соответственно.

В случае адаптации данного условия к выбранной теме, а именно, при параметрической оптимизации проектируемой конструкции, значения функций $(P_B; P_A; P_F)$ можно записать в виде:

$$P_B = f(B; L; H; h_{nl}); P_A = f(A; A_S^{mp}; L; H); P_F = f(L; H; h_{nl}), \quad (2)$$

где B, A – дискретные множества допустимых для выбора параметров бетона и арматуры соответственно;

A_S^{mp} – площадь сечения арматуры оптимального варианта плиты;

L, H, h_{nl} – геометрические параметры проектируемой конструкции: длина, ширина и высота плиты соответственно.

Принятые согласно [2] ограничения следующие:

1. Проверка выполнения требований по прочности;
2. Проверка выполнения требований по деформативности;
3. Ограничение минимальной толщины проектируемого элемента.

Так как решение поставленной задачи выражается многоэкстремальной функцией, то для оптимизации процесса нахождения ее глобального оптимума применим метод полного перебора, лежащий в основе многих современных методов поиска решений. Разработана программа в системе ACCES по подбору оптимальных проектных решений плиты на основе перебора возможных варьируемых параметров. Корректность полученных данных об армировании рассматриваемой конструкции проверена путем расчета и анализа модели плиты в программно-вычислительном комплексе ЛИРА САПР.

Таблица 1

Результаты вычислений требуемой площади армирования

| № п/п | Рассматриваемый способ решения поставленной задачи | Требуемая площадь армирования, A_S^{TP} , см ² |
|-------|--|---|
| 1 | Программа реализации полного перебора | 195,454 |
| 2 | «ЛИРА САПР» | 202,223 |

Различие полученных результатов:

$$\delta = \frac{|195,454 - 202,223|}{202,223} \cdot 100\% = 3\% \quad (3)$$

Анализируя полученные результаты, можно сделать вывод о корректности подбора площади армирования созданной программой. Но так как метод полного перебора при применении к сложнорешаемым задачам с большим числом переменных имеет существенный недостаток, а именно большое число реализаций, целесообразно рассмотреть для решения поставленной задачи эвристические методы оптимизации.

Одним из способов проектирования в строительстве, позволяющим усовершенствовать метод перебора, исключив его недостатки, является генетический алгоритм. Генетический алгоритм — это алгоритм, позволяющий найти удовлетворительное решение к аналитически неразрешимым или сложнорешаемым проблемам через последовательный подбор и комбинирование искомым параметров с использованием механизмов, напоминающих биологическую эволюцию.

Рассматривается построение итерационной схемы для монолитной железобетонной балочной плиты перекрытия, представленная в виде блок-схемы на Рисунке 1.

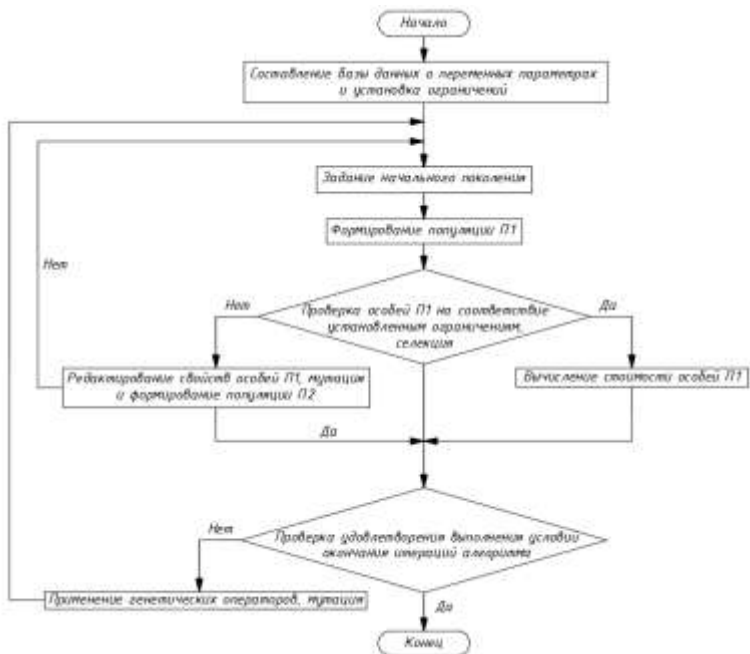


Рис.1. Блок-схема, отражающая процесс оптимизации

Таким образом видно, что решение поставленной задачи с применением данного алгоритма отличается большей рациональностью в сравнении с иными оптимизационными методами проектирования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 01.07-85. – М. Минрегион России. – 2016. – 80 с.
2. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М. Минстрой России. – 2015. – 162 с.
3. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Структура целевой функции при оптимизации железобетонных плит с учетом конструкционной безопасности. // Промышленное и гражданское строительство. 2013. – № 9. – С. 14-15.
4. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Метод поиска резерва несущей способности железобетонных плит перекрытий. // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – № 3. – С. 23-25.

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ РЕЖИМА ВОЗВЕДЕНИЯ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ НА НДС НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ

Традиционная практика расчетного обоснования конструктивных решений проектируемых зданий и сооружений базируется на выполнении статических расчетов в условиях неизменных и заранее определенных основных параметрах расчетной модели: набор элементов модели, соответствующей полной проектной расчетной схеме, геометрические и жесткостные характеристики элементов, модель и параметры внешних связей несущих конструкций с внешней средой, нагрузки на модель.

Данные принципы существенно упрощают расчёт, но вместе с тем совсем не соответствуют поведению реальной конструкции в ходе своего жизненного цикла (режим строительства, эксплуатационный период и т. д.) [1, 2, 3, 4, 5].

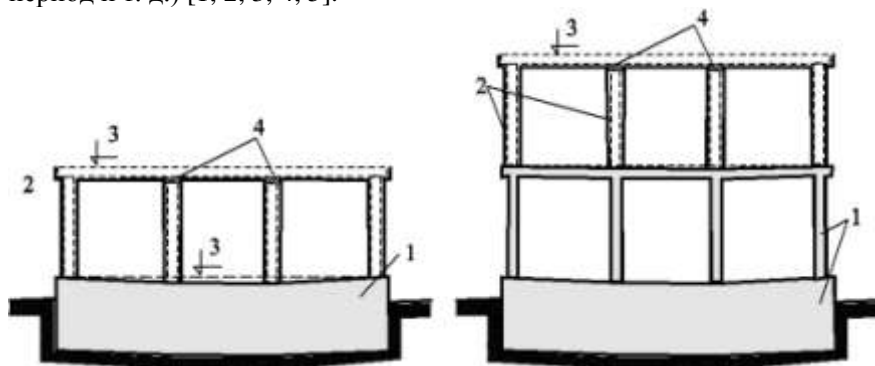


Рис. 1. Схема изменения расчетной модели в процессе возведения.

- 1 – выполненная часть сооружения на этапе $n-1$;
- 2 – возводимая часть сооружения на этапе n ;
- 3 – проектный уровень (отметка) установки конструкции на этапе n ;
- 4 – приращение длины конструктивного элемента, вызванное деформациями ранее выполненных нижних ярусов конструкции.

Учёт режима возведения здания в расчетной модели, подразумевает многоэтапный расчёт, с учётом технологии производства работ, а именно разделение расчетной модели на стадии, которые характеризуют появление конструкций на строительной площадке и включение их в работу в хронологическом порядке. Например, поэтажное взведение здания из монолитного железобетона, когда в

расчетную схему, начиная с фундаментной плиты добавляются поэтажно стены и перекрытия. Между стадиями происходит расчёт получившейся модели на действие собственного веса, после чего добавляется следующий набор элементов и т.д. до полного возведения здания.

Такой порядок расчета приводит к изменению НДС. В высотных зданиях, высотой более 100 м по требованию норм должна быть предусмотрена защита от прогрессирующего обрушения, которая представляет собой, как правило, аутригерный этаж, который вносит существенное влияние в НДС несущей системы при традиционном, тривиальном расчете. Он «подвешивает» колонны или пилоны, которые связываются в аутригерном этаже с ядром жесткости, что приводит к занижению продольных усилий вплоть до возможности образования растянутых колонн.

Исследуя влияние режима возведения здания в расчетной модели, я получил тенденции и обобщил параметры, позволяющие увидеть разницу между одноэтапным, традиционным расчетом и многоэтапным расчетом, учитывающий возведение здания.

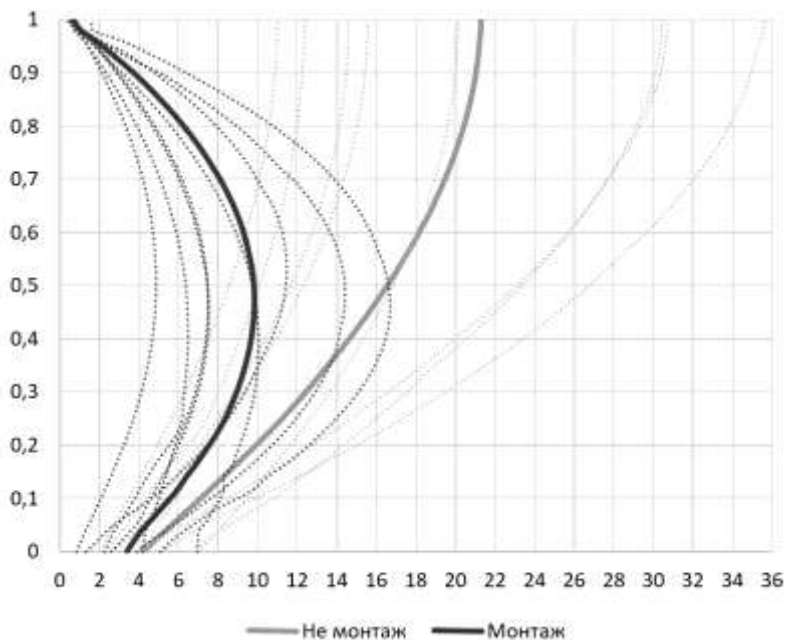


Рис. 2. График обобщённых вертикальных деформаций (по оси Z) узлов стен ядра жесткости по высоте здания. По вертикальной оси – высота здания (в долях от полной высоты); по горизонтальной оси –

вертикальные деформации узлов расчетной схемы по высоте здания (в мм).

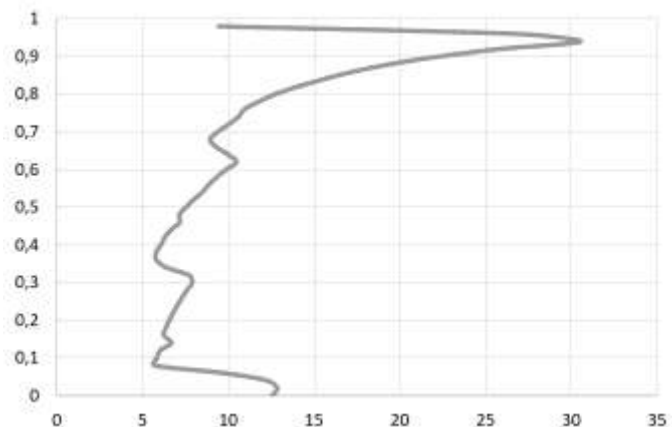


Рис. 3. График разности осевых усилий пилона по высоте здания. По вертикальной оси – высота здания (в долях от полной высоты); по горизонтальной оси – разность осевых усилий в элементах расчетной схемы по высоте здания (в %).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кабанцев, О.В.* Метод расчета многоэтажных зданий с учетом процесса изменения расчетной схемы при различных режимах работы [Текст] / О.В. Кабанцев // Вестник МГСУ. – 2013. – №10. – С. 43-51.
2. *Кабанцев, О.В.* Расчет несущих конструкций с учетом истории возведения и поэтапного изменения основных параметров расчетной модели [Текст] / О.В. Кабанцев, А.В. Карлин // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – №7. – С. 33-35.
3. *Кабанцев, О.В.* Технология расчетного прогноза напряженно-деформированного состояния конструкций с учетом истории возведения, нагружения и деформирования [Текст] / О.В. Кабанцев, В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.В. Перельмутер // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2011. – ISSUE 3. vol. 7. – Рр. 110-117.
4. *Кабанцев, О.В.* Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции [Текст] / О.В. Кабанцев, А.Г. Тамразян // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – №5. – С. 15-26.
5. *Перельмутер, А.В.* Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой [Текст] / А.В. Перельмутер, О.В. Кабанцев // - М.: Издательство СКАД СОФТ, Издательский дом АСВ, 2015. – 148 с.

ВЛИЯНИЕ КЛАССА БЕТОНА И РАСПОЛОЖЕНИЯ АРМАТУРЫ НА НЕСУЩЮЮ СПОСОБНОСТЬ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ

Основными параметрами зданий являются безопасность и прочность конструкции, что напрямую зависит от несущей способности плит перекрытий.

Расчет параметров плиты перекрытия производится в соответствии с назначением здания [3-6]. Чтобы плита выдерживала заданную нагрузку, необходим точный расчет класса бетона и шага арматуры. Чем выше предполагаемая нагрузка на плиту, тем меньше шаг арматуры. Как правило, используется шаг арматуры 20 – 30 см.

По СП 63.13330.2012 «расстояния между осями стержней продольной арматуры в железобетонных плитах должны быть не более 200 мм при высоте поперечного сечения $h \leq 150$ мм, и не более 400 мм при $h > 150$ мм» [1].

В таблице 1 приведен анализ влияния шага арматуры на вес конструкции для выбранных параметров плиты перекрытия 12м*12м*25см. При шаге арматуры 10 см значительно увеличивается вес плиты. Это потребует повышения прочности колонн и фундаментной плиты и, как следствие, увеличения стоимости конструкции. Если увеличить шаг арматуры до 30 см, вес конструкции, по сравнению с шагом 20 см, снизится незначительно, но прочность плиты перекрытия уменьшится.

Таблица 1.

Расчет веса арматуры в зависимости от шага.

| № п/п | Шаг арматуры, см | Вес арматуры, т |
|-------|------------------|-----------------|
| 1 | 10 | 559,3 |
| 2 | 20 | 379 |
| 3 | 30 | 319,5 |

В таблице 2 приведены прочностные характеристики бетона в зависимости от класса.

Таблица 2.

Прочность бетона

| № п/п | Класс бетона | Средняя прочность, кгс/см ² |
|-------|--------------|--|
| 1 | B15 | 196 |
| 2 | B20 | 262 |
| 3 | B25 | 327 |
| 4 | B30 | 393 |

| | | |
|---|-----|-----|
| 5 | V35 | 458 |
|---|-----|-----|

Бетон марки V35 обычно используется для мостов, плотин, шлюзов. Его прочность излишняя для плит перекрытий, а цена – нецелесообразно высокая. Прочности бетона V15 недостаточно для перекрытий. Поэтому для плит перекрытий используются классы бетона V20 - V30. Выбор зависит от назначения здания [2].

С целью определения влияния класса бетона и шага арматуры на несущую способность плиты проведен расчет плиты перекрытия 3х6м, защемленной по коротким сторонам, нагруженной собственным весом и равномерно распределенной нагрузкой 2 т/м² в программном комплексе ЛИРА. Результаты расчетов приведены в таблицах 3 и 4.

Таблица 3

Влияние шага арматуры и класса бетона на погонную площадь поперечного сечения арматуры (см²/м) по второй (первая строчка) и первой (вторая строчка) предельным состояниям

| Класс бетона | Шаг арматуры, мм | | | |
|--------------|------------------|------|------|------|
| | 50 | 100 | 150 | 200 |
| V15 | 1,84 | 1,89 | 1,9 | 1,98 |
| | 1,84 | 1,84 | 1,84 | 1,84 |
| V20 | 1,77 | 1,78 | 1,88 | 1,96 |
| | 1,77 | 1,77 | 1,77 | 1,77 |
| V25 | 1,73 | 1,76 | 1,86 | 1,94 |
| | 1,73 | 1,73 | 1,73 | 1,73 |
| V30 | 1,71 | 1,75 | 1,86 | 1,93 |
| | 1,71 | 1,71 | 1,71 | 1,71 |
| V35 | 1,70 | 1,75 | 1,85 | 1,93 |
| | 1,70 | 1,70 | 1,70 | 1,70 |

Таблица 4

Силловые факторы в расчетном сечении

| | |
|----------------------|--------|
| M _x , тм | 0,139 |
| M _y , тм | 1,706 |
| M _{xy} , тм | -0,468 |
| Q _x , т/м | 0,025 |
| Q _y , т/м | 5,887 |

В результате проведенного расчета получены силловые факторы, приведенные в таблице 4, и выявлено, что

– для первого предельного состояния для каждого класса бетона погонная площадь арматуры не зависит от шага арматуры и постоянна. Погонная площадь арматуры уменьшается с увеличением класса бетона;

– для второго предельного состояния, чем больше шаг арматуры, тем большая погонная площадь арматуры для каждого класса бетона и чем выше класс бетона, тем меньше погонная площадь арматуры;

– При шаге 50 мм характеристики арматуры первого и второго предельного состояния равны.

Можно сделать вывод о том, что чем меньше шаг армирования и выше класс бетона, тем выше прочность плиты перекрытия и, наоборот, с увеличением шага армирования и снижением класса бетона, прочность снижается.

Также необходимо учитывать, что с улучшением характеристик увеличивается стоимость. В зависимости от назначения здания и предполагаемых нагрузок параметры должны быть выбраны оптимальными и целесообразными.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2, 3).

2. Характеристики бетона [<http://beton-elets.ru/wp-content/uploads/2015/08/Характеристики-бетона.pdf>].

3. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Метод поиска резерва несущей способности железобетонных плит перекрытий//Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 3. С. 23-25.

4. Дудина И.В., Тамразян А.Г. Обеспечение качества сборных железобетонных конструкций на стадии изготовления//Жилищное строительство. 2001. № 3. С. 8-10.

5. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Структура целевой функции при оптимизации железобетонных плит с учетом конструкционной безопасности//Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 9. С. 14-15.

6. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки//Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30-32.

Студентка магистратуры 1 года обучения 2 группы ИСА Павлова А. Д.

Научный руководитель - доц., канд. техн. наук, доц. А.Н. Малахова

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ОДНОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Одноэтажные каркасные здания обычно не имеют подземной части и проектируются с полом по грунту. Традиционным конструктивным решением фундаментов под сборные железобетонные колонны одноэтажных каркасных зданий является отдельные столбчатые фундаменты [5]. По периметру здания столбчатые фундаменты объединены фундаментными балками. Чаще всего столбчатые фундаменты выполняются монолитными, но они также могут быть при монтаже составлены из сборных элементов – фундаментной плиты столбчатого фундамента и подколонника [1].

На рисунке 1 показан отдельный монолитный столбчатый фундамент под колонну крайнего ряда с вариантом решения пола по грунту [2]. При интенсивном воздействии на покрытие пола, в том числе при использовании в помещениях здания тележек и транспортных средств минимальная толщина покрытия бетонного пола должна быть не менее 50 мм (класс бетона В40). При выполнении покрытия бетонного пола выполняющего одновременно функцию подстилающего слоя его толщину увеличивают на 100 мм. Покрытие рекомендуется армировать: сеткой из арматурных стержней 5-Вр500 с ячейками 100×100 мм (150×150 мм), при большей толщине покрытия – двумя сетками. При выполнении покрытий полов по грунту предусматривается отсечение пола от колонн и стен, а также деформационные швы в продольном и поперечном направлении с шагом 3...6 м

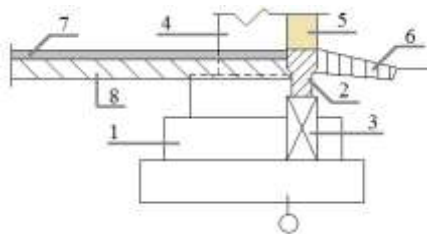


Рис.1. Монолитный столбчатый фундамент: 1 – фундамент, 2 – сборная фундаментная балка, 3 – бетонный столбик, 4 – колонна, 5 – наружное стеновое ограждение, 6 – отсыпка, 7 – бетонное покрытие пола, 8 – бетонный подстилающий слой.

На рисунке 2 приведено конструктивное решение, при котором пол выполнен в виде железобетонной плиты, армированной в продольном и поперечном направлении арматурными стержнями 12-А400. Монолитные столбчатые фундаменты по периметру здания объединены монолитными ленточными фундаментами. Монолитные колонны сопрягаются со столбчатыми фундаментами посредством арматурных выпусков. Монолитная железобетонная плита пола опирается на фундаменты по контуру задания, а также на внутренние столбчатые фундамента. Под нижней поверхностью железобетонной плиты пола располагаются следующие слои: подготовка из бетона В15 (100 мм), утрамбованный песок средней крупности (500 мм), утрамбованный естественный грунт.

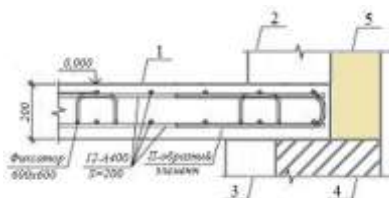


Рис.2. Железобетонная монолитная плита пола: 1 – плита пола, 2 – монолитная колонна, 3 – отдельный столбчатый монолитный фундамент, 4 – монолитный ленточный фундамент, 5 – наружное стеновое ограждение (цоколь)

Железобетонная плита пола может не только опираться на фундаменты каркасного здания, но также сопрягаться со столбчатыми фундаментами под колонны, образуя вместе с ними монолитную фундаментную плиту

На рисунке 3 показана железобетонная фундаментная плита для одноэтажного каркасного здания (поперечный разрез при $L_1=12$ м, $L_2=6$ м) с увеличенной толщиной плиты под колоннами

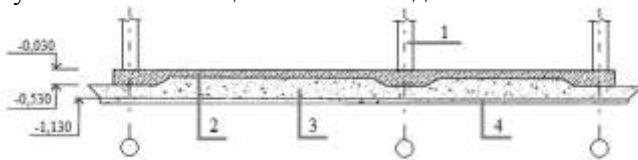


Рис.2. Железобетонная фундаментная плита: 1 – колонна, 2 – фундаментная плита (В25), 3 – песчаная подушка, 4 – утрамбованный щебень (200 мм)

Одним из конструктивных решений фундаментов одоэтажных каркасных зданий является применение единого сборного элемента, изготавливаемого в заводских условиях и включающего в себя колонну и фундамент (фундаментную плиту столбчатого фундамента). На рисунке

4 представлен сборный элемент колонна-фундамент (изготовитель - ООО ПК «ЗМК»). Определенную сложность при монтаже сборного элемента представляет центрирование колонны. На рисунке 4 показано, что под подошвой фундаментной плиты предусматривается устройство подливки. В процессе центрирования колонны подливка частично разрушается и по окончании процесса монтажа подливка восстанавливается нагнетанием бетонной смеси

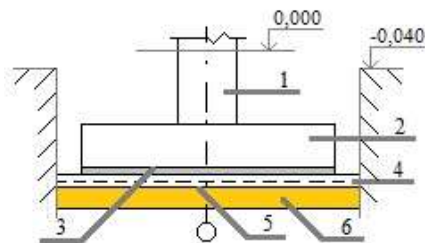


Рис.4. Сборный элемент колонна-фундамент, установленный в среднем ряду : 1 – колонна, 2 – фундаментная плита В45 (500 мм), 3 – выравнивающая подливка из бетона В20 (70 мм), 4 – подготовка из бетона В20, армированная сеткой из стержней 6-Вр500С с ячейкой 150×150 мм (130 мм), 5 – пленка полиэтиленовая (1 слой), 6 – утрамбованный щебень (300 мм)

Выбор конструктивного решения фундамента одноэтажного каркасного здания выполняется на основе вариантного проектирования. Конструктивные параметры для выбранного варианта фундамента уточняются при расчете его в составе расчетной схемы конструктивной системы здания, а также с учетом рекомендаций, приведенных в [3].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Малахова А.Н. Армирование железобетонных конструкций. – М., Издательство МИСИ-МГСУ, 2018, 128с.
2. СП 29.13330.2011. Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-88
3. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.
4. Вася М., Рыбак J., Tamrazyan A.G., Zyrek T. Pile foot capacity testing in various cases of pile shaft displacement//В сборнике: International Multidisciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM Conference Proceedings. 2016. С. 945-950.
5. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон - взгляд в будущее//Вестник МГСУ. 2014. № 4. С. 181-189.

ИССЛЕДОВАНИЯ В ОБЛАСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С ПОСТНАПРЯЖЕНИЕМ

Основным преимуществом плоского безбалочного перекрытия является то, что оно имеет сравнительно маленькую высоту (в отличие от балочных перекрытий) и не ограничивает свободу архитектурно-планировочных решений, как в случае применения сборных конструкций[8]. Однако пролёт монолитных безбалочных перекрытий ограничен ввиду развития ненормативных прогибов. Для решения данной проблемы в перекрытие возможно ввести дополнительный элемент – постнапряжённую арматуру (рис. 1).

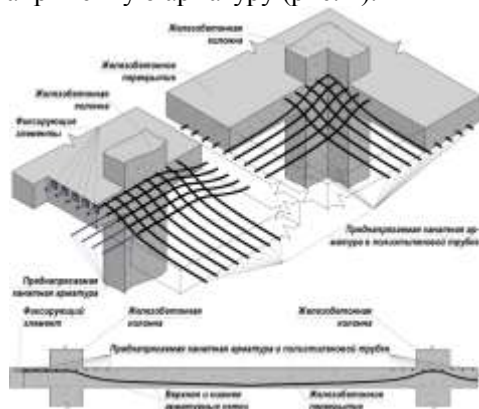


Рис. 1. Схема устройства постнапряжения в плоских плитах.

Суть устройства предварительного напряжения без сцепления арматуры с бетоном заключается в том, что в бетоне создаётся канал, в который помещаются канаты, которые затем натягиваются и фиксируются на упорах, например, с помощью цангового захвата[4]. Как правило, в качестве арматуры используются канаты в индивидуальной оболочке сечением 12 - 15,7 мм - моностренды (рис. 2) [6]. Оболочка обычно изготавливается из полимерного материала, пространство между оболочкой и канатом заполняется смазочным веществом, что уменьшает трение каната о канал и способствует защите арматуры от коррозии (рис. 2).

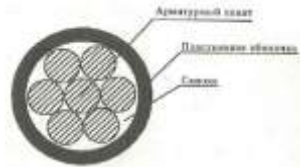


Рис. 2. Канат моностренд

Идея создания в железобетоне предварительного напряжения появилась во второй половине XIX века. Одним из наиболее известных учёных, внёсших вклад в развитие преднапряжения, был Эжен Фрейссине. Он установил влияние ползучести на предварительно напряженный железобетон.

В разное время в развитие преднапряженных и постнапряженных конструкций свой вклад внесли такие известные ученые, как С.Л. Ситников в соавторстве с Е.Ф. Мирюшенко, Т.И. Лин, Р.Х. Дилл, В.В. Михайлов, К.В. Михайлов и многие другие.

В 2011 году была опубликована монография Д. В. Поргаева [5], в которой автор проводит очень подробное исследование напряжённых железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном. Автором отмечается недостаток расчёта прочности преднапрягаемых элементов с постнапряжённой арматурой: канаты в расчёте учитываются не по расчётному их сопротивлению, а по усилию преднапряжения, которое, как правило, значительно ниже, при расчёте на трещиностойкость учитываются эффекты от предварительного напряжения, но площадь рабочей арматуры без сцепления с бетоном не учитывается.

Автором [7] был предложен метод расчёта монолитных безбалочных перекрытия с диагональным расположением арматуры, при котором постнапряжённая арматура рассматривалась как упругий вантовый элемент, работающий совместно с плитой перекрытия. Также установлен оптимальный процент использования прочности канатов.

По существующим в РФ нормативным документам [1, 2, 3] арматура без сцепления в преднапряженных плитах учитывается в расчёте по второй группе предельных состояний, по прогибам, и не учитывается её работа по первой, в расчете прочности.

Обобщая вышеизложенное, можно сделать вывод о недостаточной изученности темы постнапряженных плоских перекрытий в РФ, отсутствует развитая нормативная база для расчета таких конструкций.

Целью дальнейших исследований в области постнапряжения может являться установление уровня влияния введенной в перекрытие постнапряжённой арматуры на прочность конструкций. Для достижения данной цели необходимо решить следующие задачи: изучить и систематизировать источники по теме исследования;

сформулировать теоретическое обоснование для проведения исследования; построить расчётную модель монолитного безбалочного перекрытия с помощью расчётной программы с пятью различными вариантами полосовой нагрузки; изучить напряжённо-деформированное состояние модели перекрытия при разных вариантах нагрузки; сформулировать выводы, обозначить направление дальнейшего исследования.

Результаты данной работы могут способствовать увеличению диапазонов применяемых пролетов и нагрузок для монолитных безбалочных перекрытий с постнапряжением.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.– М.: 2012. – 161 с.

2. Пособие к СП 63.13330. «Конструкции железобетонные монолитные с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном. Правила проектирования».

3. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М.: Госстрой. – 2005. –15 с.

4. *Леонгардт Ф.* Напряжённо армированный железобетон и его практическое применение [Текст] / Ф. Леонгардт. / перевод В. К. Житомирского – М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957. – 588 с.

5. *Портаев Д.В.* Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий: Научное издание. / Д.В. Портаев. – М.: АСВ, 2011. - 248 с.

6. Патент РФ № RU 2427686 С2. Способ изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций и моностренд / Ситников С. Л., Мирюшенко Е. Ф.

7. *Шапошникова Ю.А.* Прочность монолитных безбалочных перекрытий с предварительно напряженной диагональной арматурой без сцепления с бетоном [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Шапошникова Юлия Александровна; науч. рук. В. С. Кузнецов; Моск. гос. строит. ун-т. - Москва, 2016. - 204 с.

8. *Тамразян А.Г.* Бетон и железобетон - взгляд в будущее//Вестник МГСУ. 2014. № 4. С. 181-189.

Студент магистратуры 1 года обучения 1 группы ИСА Сарибекян Ю.Г.

Научный руководитель - доц., канд. техн. наук Л.А. Аветисян

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ МНОГОЭТАЖНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ ПО РОССИЙСКИМ И АРМЯНСКИМ НОРМАТИВНЫМ ДОКУМЕНТАМ

Целью данной статьи является сравнение расчетов на сейсмостойкость по российским и армянским нормативным документам. В качестве примера служит 14-ти этажное здание, несущими конструкциями которого является рамно-связевой каркас. Здание располагается в городе Новороссийск. Согласно карте А сейсмического районирования России, приведенной в СП 14.13330.2014, расчетная сейсмичность проектируемых зданий составляет 8 баллов, что по армянским нормативным документам СНРА II-6.02-2006 равносильно II сейсмической зоне. Пространственная модель здания приведена на (рис. 1).



Рис. 1. 3D модель здания

По старым нормативным документам целью расчета на сейсмостойкость являлось недопущение глобального или локального обрушения конструкции. Для этого в расчете применялись критерии первого предельного состояния, а также введение коэффициента $k_1 < 1$, k_1 – коэффициент учета допускаемых повреждений. В настоящее время выполняется двухуровневый расчет на сейсмостойкость, который состоит из проектного землетрясения (ПЗ) и максимального расчетного землетрясения (МРЗ). ПЗ включает цель обеспечения эксплуатационной пригодности конструкции. В расчете на МРЗ на более сильное землетрясение поставлена цель не обрушения конструкции. При исследовании конструкции в преимущественно упругой области деформирования (расчет на ПЗ), целесообразнее использовать линейно-спектральный метод, потому что он может быть

применен, если рассматривается линейная система. В расчете на МРЗ используются критерии не обрушения, т. е. конструкция выходит за область упругой работы, появляются существенно нелинейные свойства в работе. В этом случае применяется метод расчета во временной области (прямой динамический метод)

Формулы для расчета сейсмической нагрузки по двум нормативным документам весьма схожи. По российским нормам величина сейсмической нагрузки определяется по формуле

$$S_{ik}^j = K_0 \cdot K_1 \cdot S_{0ik}^j$$

S_{0ik}^j – значение сейсмической нагрузки для i -й формы собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле

$$S_{0ik}^j = m_k^j \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_\psi \cdot \eta_{ik}^j$$

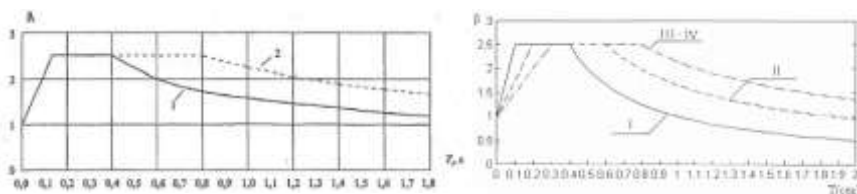
Расчетное значение горизонтальной сейсмической нагрузки S_{ki} , которое описано в армянских нормах, определяется следующим образом

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki}$$

S_{0ki} – горизонтальная сейсмическая нагрузка по i -й форме собственных колебаний, определяемая в предположении упругого деформирования конструкций по формуле

$$S_{0ki} = Q_k \cdot A \cdot k_0 \cdot \eta_{ki} \cdot \beta_i,$$

где в обоих нормативных документах β_i – безразмерный коэффициент динамичности, соответствующий i -й форме свободных колебаний рассматриваемого здания или сооружения. Его значение в зависимости от расчетного периода собственных колебаний T_i здания или сооружения по i -й форме при определении сейсмических нагрузок следует принимать согласно рис. 2



а

б

Рис. 2. Спектральные кривые

а) по российским нормам; б) по армянским нормам

Расчет на сейсмостойкость каркасного железобетонного здания выполнили в программном комплексе Лира 9.6. Для этого была создана компьютерная модель несущих конструкций здания. Расчетная модель

создана с учетом проектируемого крепления несущих конструкций, а также проектных нагрузок. Для приложения сейсмической нагрузки формируется таблица динамических загрузений, в которой вводятся соответствующие характеристики и коэффициенты.

Сейсмостойкость здания обеспечивается при выполнении 2-х основных критериев. Выполняется проверка несущих элементов по первой и второй группах предельных состояний в соответствии с действующими нормативными документами.

1. Прогиб плиты перекрытия

$$f \leq [f]$$

$$[f] = \frac{l}{250} = \frac{7200}{250} = 28.8 \text{ мм}$$

Максимальные прогибы конструкции по нормам РФ 18.2мм ,а по РА 22.1мм.

Выполняется условие по двум нормативным документам

2. Горизонтальные перемещения

В соответствии с российскими нормами проверяется допустимое перемещение всего здания, т. е. должно выполняться условие

$$u \leq \frac{H}{500} = \frac{50400}{500} = 100.8 \text{ мм, где } H \text{ – высота здания}$$

На рис. 3 показано максимальное горизонтальное перемещение здания при особом сочетании нагрузок. Следовательно, горизонтальное перемещение здания меньше допустимого значения

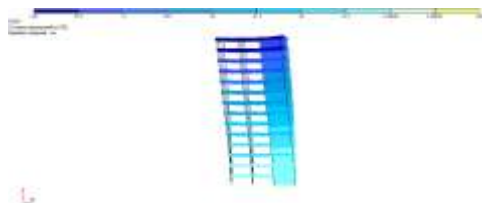


Рис. 3. Изополя перемещений по оси Y

В армянских нормативных документах в отличие от российских учитывается перемещение в пределах каждого этажа. В таком случае

$$[\Delta] = \frac{h}{300} = \frac{3600}{300} = 12 \text{ мм, где } h \text{ – высота этажа}$$



Рис. 4. Схема перекосов

Значения перекосов каждого этажа приведены на рис.4 и в таблице 1

Таблица 1

Перекосы

| Этаж | Величина перекоса (мм) | Этаж | Величина перекоса мм) | Этаж | Величина перекоса мм) |
|------------|------------------------|---------------|-----------------------|---------------|-----------------------|
| Δ_1 | 4.77 | Δ_6 | 11.99 | Δ_{11} | 12.03 |
| Δ_2 | 7.99 | Δ_7 | 12.3 | Δ_{12} | 11.57 |
| Δ_3 | 9.43 | Δ_8 | 12.5 | Δ_{13} | 11.05 |
| Δ_4 | 10.55 | Δ_9 | 12.46 | Δ_{14} | 9.85 |
| Δ_5 | 11.37 | Δ_{10} | 12.34 | | |

Как видно из таблицы 2, условие перекоса не выполняется. Горизонтальные перемещения получились немного больше предельного значения. Следовательно, либо нужно изменить сечения элементов, либо добавить диафрагмы жесткости.

Из расчетов установлено, что армянский нормативный документ представляет более жёсткие требования к сейсмостойкости здания, чем российский. Если вертикальные перемещения получились близкими по значению, то горизонтальные отличаются примерно в 1.5 раза.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 14.13330.2011 Строительство в сейсмических районах.
2. СНРА II-6.02-2006 Сейсмическое строительство. Нормы проектирования.

ВЛИЯНИЕ ПЛОЩАДИ ШТАМПА НА ПРЕДЕЛЬНОЕ УСИЛИЕ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ СТЕНКИ МОДЕЛЕЙ ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОПОРЫ

Напряженно-деформированное состояние оболочек вообще и цилиндрических в частности, при силовых локальных нагружениях, представляет значительный интерес для исследователей [1,2,3,4,5]. Ниже представлены отдельные результаты по влиянию площади локального нагружения цилиндрических оболочек на продавливающее усилие.

Целью экспериментов являлся анализ влияния размера штампа на предельное усилие при продавливании стенки моделей цилиндрической опоры.

В качестве опытного образца была принята модель цилиндрической оболочки. Наружный диаметр оболочки 215,5мм, толщина стенки $\delta = 13$ мм, высота $H=600$ мм. Для изготовления цилиндрических моделей использовался армированный гипс. Выбор материала моделей обусловлен следующими факторами: повышенная удобоукладываемость заливаемой в опалубку смеси; большая скорость изготовления моделей; однородность материала; более четкая, чем в бетоне картина разрушения. Деформативно-прочностные характеристики материала моделей определялись при испытании на сжатие и изгиб призм размером 40х40х160 мм и кубиков размером 30х30х30 мм. Призмы и кубы изготавливались одновременно с соответствующими моделями оболочек. Результаты испытаний образцов гипса представлены в таблице 1.

Таблица 1

Результаты испытаний гипса и арматурной проволоки

| Состав гипса по весу | Гипс | | Арматурная проволока | |
|----------------------|-------------|-------------|----------------------|-----------------|
| | R_c , МПа | R_t , МПа | $R_{s,y}$, МПа | $R_{s,u}$, МПа |
| 2,1:1 | 18,2 | 2,667 | 240 | 320 |

Модели оболочек испытывались на локальное силовое нагружение, которое создавалось с помощью штампа и рычажной установки. Нагружение осуществлялось поэтапно путем увеличения нагрузки по 020% от разрушающего усилия P_{des} . На каждом этапе нагрузка

выдерживалась в течение 10 минут. При этом варьировалась длина штампа при постоянной толщине – 20мм.

Результаты испытаний приведены в таблице 2.

Таблица 2

Результаты испытаний моделей оболочек

| № модели | h, мм | L, мм | D, мм | δ , мм | $\frac{L}{D}$ | $P_{des,exp}$, кН |
|----------|-------|-------|-------|---------------|---------------|--------------------|
| I | 20 | 20 | 215,5 | 13 | 0,092 | 4,02 |
| II | 20 | 50 | 215,5 | 13 | 0,231 | 6,43 |
| III | 20 | 60 | 215,5 | 13 | 0,277 | 8,84 |
| IV | 20 | 110 | 215,5 | 13 | 0,508 | 10,06 |
| V | 20 | 150 | 215,5 | 13 | 0,693 | 12,26 |

Результаты, полученные в эксперименте по продавливанию стенок моделей оболочек в зависимости от отношения длины штампа к диаметру модели оболочки (l/D) представлены в виде графика на рис.1.

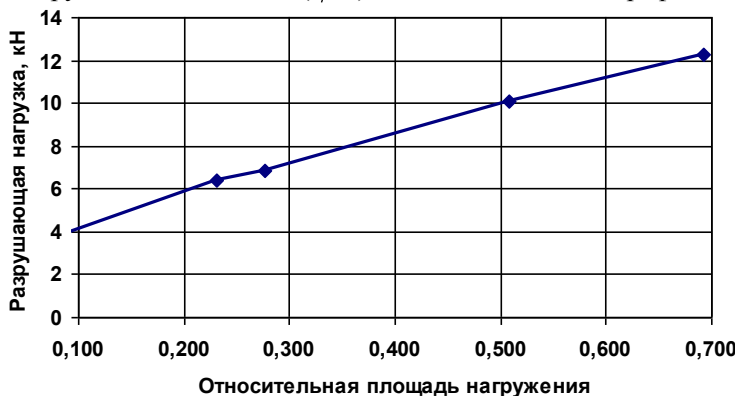


Рис.1. Зависимость разрушающей нагрузки от относительной площади нагружения

Полученные экспериментальные результаты показали, что с увеличением размеров штампа увеличивается продавливающее усилие. Так при размерах штампа 20х20 мм усилие, при котором произошло продавливание, оказалось равным 4,02 кН. При штампе размером 150 х 20 мм это усилие составило 12,26 кН, то есть выросло в три раза.

На рис.2 представлены картины разрушения при локальном нагружении от продавливания и местного изгиба с продавливанием.



Рис.2. Разрушение при локальном нагружении от продавливания и местного изгиба с продавливанием

Выводы

1. Увеличение размеров штампа с 20x20 мм до 150 x 20 мм приводит к росту продавливающего усилия в три раза.
2. При отношении длины штампа к диаметру оболочки менее $0,25 D$ локальное разрушение оболочки происходит от продавливания стенки.
3. При отношении длины штампа к диаметру оболочки более $0,5 D$ локальное разрушение оболочки происходит от местного изгиба.
4. На форму разрушения при продавливании моделей оболочек значительное влияние оказывает арочный эффект и локальный изгиб.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Забегаяев А.В., Холин В.В.* Расчет железобетонных плит и оболочек на местное действие аварийных ударных нагрузок.
2. *Даревский В.М.* Определение перемещений и напряжений в цилиндрической оболочке при локальных нагрузках// Прочность и динамика авиационных двигателей, вып.1 – 1964.
3. *Кириллов А.П., Саргсян А.Е.* Напряженно-деформированное состояние железобетонной оболочки при действии локальной кратковременной нагрузки// Серия 3. Атомные электростанции, вып.3. – 1963, 72с.
4. *Тимошенко С.П.* Пластинки и оболочки. М.: Гостехиздат - 1948. 459с.
5. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.* Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

ВЛИЯНИЕ КОРРОЗИОННЫХ ПОРАЖЕНИЙ АРМАТУРЫ И СТРУКТУРЫ БЕТОНА НА ХАРАКТЕР РАЗРУШЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Долговечность железобетонных конструкций является одним из важнейших аспектов длительной безремонтной эксплуатации различных сооружений в эпоху монолитного строительства. Само понятие включает в себя свойство конструкции сохранять свою работоспособность длительное время при надлежащем уходе, который включает в себя мониторинг состояния конструкции, техническое обслуживание и ремонт. Существует множество различных факторов, которые влияют на долговечность, но одним из наиболее весомых является коррозионное поражение арматуры [1].

Известны 3 типа обрушения железобетонных конструкций, а именно: пластическое, хрупкое и взрывоподобное.

Взрывоподобное характерно для высокопрочных бетонов класса В60 и выше. Пластическое разрушение железобетонных конструкций при увеличении нагрузки и прогиба, что в свою очередь уменьшает высоту сжатой зоны бетона, начинается по арматуре растянутой зоны и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны. Но самым интересным с точки зрения изучения является хрупкое обрушение, так как имеет мгновенный характер в отличие от пластического. По своей природе бетон является хрупким материалом, и арматура в растянутой зоне как раз предотвращает железобетонные конструкции от хрупкого разрушения, если стержни не выключаются из работы. Но при этом элемент не должен быть перearмирован, так как разрушение в таком случае тоже начнется в сжатой зоне и будет хрупким.

Данный вид разрушения несет за собой тяжелые последствия как материальные (20 – 25 млрд рублей в год в Российской Федерации), так и наносят вред жизни и здоровью людей. Несомненно, что при обрушениях зданий и сооружений имеется ряд нескольких факторов и вряд ли причина будет таиться только в нарушении структуры бетона и коррозии, но данному фактору необходимо уделить достаточное внимание, чтобы избегать и предотвращать аварии, связанные с



Рис. 5. Последствия обрушения купола в комплексе "Трансвааль-парк"

железобетонными элементами. Соответственно, вопрос коррозии в таких конструкциях является очень важным и его необходимо изучать.

Существуют различные методики расчета остаточной несущей способности железобетонных конструкций [5,6]. Например, блочно-контактный подход Васильева-Пересыпкина, который получил развитие в виде “метода двух сечений”. В данной методике элемент делится на равные блоки, ограниченные равноотстоящими трещинами с шагом $L_{cr} = 2L$, глубиной H_{cr} и шириной раскрытия a_{cr} , и рассматривается как система деформирующихся блоков.

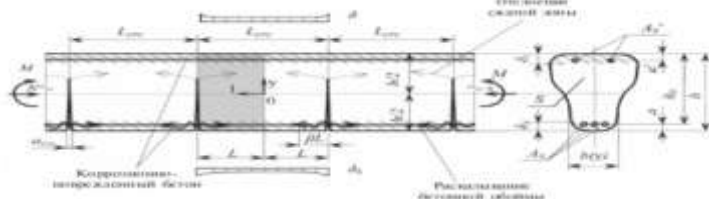


Рис. 2. Схема балки при расчете по методу двух сечений

Также Попеско А.И. провела ряд экспериментов, по которым установила зависимость несущей способности железобетонных конструкций при продольном изгибе при воздействии определенной агрессивной среды [2]. Она нагружала балку при различных концентрациях HCl и по результатам получила коэффициенты φ_{cr}^{BH} , m_{cr}^{DL} , называемые коэффициентами влияния конкретной агрессивной среды при кратковременном и длительном нагружении соответственно.

$$N_{II} \leq \varphi_{cr}^{BH} * \varphi^{BH} * A_{red} * R_b$$

$$N_{II} \leq m_{cr}^{DL} * m^{DL} * \varphi^{BH} * A_{red} * R_b$$

Но эти исследования не учитывают характер и особенности коррозионных процессов на сталях различных марок. В [3,4] было установлено влияние толщины слоя коррозии на прочностные и пластические свойства сталей различных марок. В данном эксперименте стержни различных марок арматурной стали экспонировались в условиях, схожих с атмосферными условиями г. Москвы и для ускорения процесса коррозии образцы периодически смачивались водой. Затем через определенные промежутки времени измерялась толщина слоя продуктов коррозии и испытывались физико-механические свойства этой арматуры. Было установлено, что различные марки сталей меняют свои свойства по-разному, что является очень важным моментом для расчета несущей способности конструкции, имеющей арматуру с коррозионными поражениями.

Изменение физическо-механических свойств арматурных стержней в свою очередь влияет на изменение соотношения пары сил в нормальном сечении конструкции и, как результат, влечет за собой изменение высоты сжатой зоны бетона. Такие изменения напряженного

состояния при определенных сочетаниях нагрузок, класса бетона, марки применяемой стальной арматуры и коэффициента армирования конструкции могут трансформировать тип разрушения сооружения, переводя его из пластической стадии в хрупкую схему обрушения железобетонного элемента. Изучение данного вопроса, как части проблемы долговечности строительных конструкций, может позволить нам рассчитать и спрогнозировать момент появления опасных нештатных ситуаций и дать в руки проектировщиков дополнительный способ повышения надежности сооружений, что особенно актуально для уникальных сооружений Крайнего Севера, а также энергетических объектов страны, в том числе атомных электростанций. Зная влияние коррозии на стальную арматуру разных марок нужно попытаться установить ту точку коррозионного поражения, которая является переходным моментом из разрушений железобетонных конструкций по пластической схеме в разрушение по хрупкой схеме.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 28.13330.2012 Защита строительных конструкций от коррозии
2. *Понеско А.И.* Автореферат на диссертации на тему: Расчет железобетонных конструкций, подверженных коррозии, 1996г.
3. *Степанова В.Ф., Красовская Г.М., Елишина Л.И.* Исследование влияния толщины слоя продуктов коррозии на механические свойства ненапрягаемой арматурной стали. Защита бетона и Железобетона от коррозии, Москва, НИИЖБ, 1990г.
4. *Степанова В.Ф., Елишина Л.И.* Применение арматуры с коррозионными поражениями в железобетонных конструкциях. Бетон и железобетон. Ресурсо- и энергосберегающие конструкции и технологии на Дальнем Востоке. Владивосток, 1968г.
5. *Tamrazyan A., Popov D.* Reduce of bearing strength of the bent reinforce-concrete elements on a sloping section with the corrosive damage of transversal armature//В сборнике: МАТЕС Web of Conferences 26. Сер. "RSP 2017 - 26th R-S-P Seminar 2017 Theoretical Foundation of Civil Engineering" 2017. С. 00162.
6. *Тамразян А.Г., Попов Д.С.* Напряженно-деформированное состояние коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при динамическом нагружении//Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 2. С. 19-26.

СБОРНЫЕ МНОГОЭТАЖНЫЕ ЖИЛЫЕ ЗДАНИЯ ИЗ ОБЪЕМНЫХ БЛОКОВ

Идея возведения многоэтажных жилых зданий из объемных блоков была достаточно популярна в 60...70 годы прошлого столетия[1,2,3]. Объемный блок может выступать в качестве объемно-планировочной, конструктивной и транспортно-монтажной единицы для проектируемого здания [9,10]. За счет этого объемно-блочное домостроение можно считать индустриальным видом строительства, так как до 80% всех строительных работ выполняется в заводских условиях [4].

В 1989 году выходит пособие по проектированию жилых зданий [5], в котором, в том числе, приводятся рекомендации по расчету и конструированию объемных блоков в составе многоэтажного здания. При проектировании сначала выполняется статический расчет здания из объемных блоков[6]. Затем в соответствии с действующими усилиями выполняется расчет объемных блгов и их соединений. Объемные блоки рекомендуется проектировать двух основных типов:

- тип *лежащий стакан* – коробчатый элемент, который открыт со стороны наружной стены,
- тип *колпак* – коробчатый элемент, который открыт со стороны пола

При выполнении расчета объемного блока (тип *лежащий стакан*) элементы объемного блока верхняя (потолочную) панель и нижнюю панель пола объемного блока можно рассчитывать отдельно. Также рассчитываются поперечная и продольная рамы, выделенные в объемном блоке (см.рис.1)

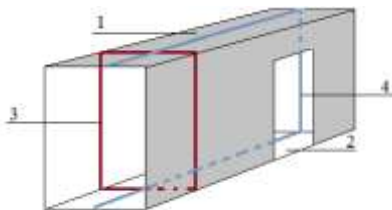


Рис.1. Схема объемного блока (тип *лежащий стакан*): 1 – верхняя потолочная панель, 2 – нижняя панель блока, 3 –торец, 4-проем

На рисунке 2 представлены результаты статического расчета поперечной рамы. Представлены эпюры усилий М и Q в элементах поперечной рамы.

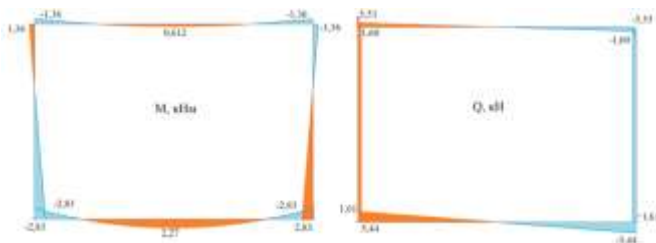


Рис.2. Усилия в элементах поперечной рамы

После выполнения статического расчета выполняется расчет конструктивных элементов объемного блока: боковых стен, нижней и верхней плиты.

На рисунке 3 показано, что верхняя (потолочная) плита объемного блока проектируется переменной толщины. От опоры на стены к центру толщина плиты уменьшается от 90 мм до 30 мм. Нижняя панель пола объемного блока является ребристой толщиной 30 мм при высоте ребра 120 мм. Ребристыми также являются стены объемного блока. Высота ребер составляет 100 мм, стенки – 30 мм.

На рисунке 3 приведена схема армирования в поперечном сечении оъамного блока.

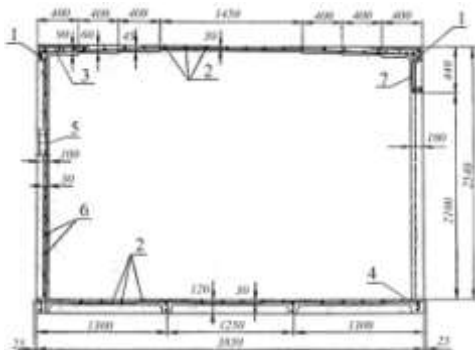


Рис.3. Схема армирования объемного блока в поперечном сечении: 1 – напрягаемая арматура (16-А800), 2 – сетка армирования (3-Вр500, S=200), 3 – сетка дополнительного армирования, 4 – каркас (продольная арматура: верхняя 12-А400, нижняя 10-А400; поперечная 4-Вр500, S=100), 5 – каркас (продольная арматура 8-А400, поперечная 3-Вр500, S=100), 6 – сетка (3-Вр500, S=250), 7 – каркас (продольная: 10-А400(в), два стержня 12-А400; поперечная 3-Вр500, S=125)

В настоящее время возведение зданий из объемных железобетонных блоков продолжает оставаться привлекательным из-за быстроты возведения зданий, капитальности строений, а также огнестойкости.

Можно отметить особенности проектирования многоэтажных зданий, в том числе из объемных блоков на современном этапе:

- широкое применение численных методов расчета [7], с помощью которых возможно построение объемной расчетной модели с учетом работы основания здания, подробно описать геометрию блоков, а также моделировать стыки между объемными блоками здания;

- применение современных легких бетонов, позволяющих сочетать высокие прочностные характеристики материала с уменьшением его марки по средней плотности, что позволяет уменьшить нагружение несущих конструкций здания, а также стоимость транспортировки и монтажа многоэтажных зданий из объемных блоков [8].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Дроздов П.Ф. Расчет многоэтажных зданий из объемных блоков. «Бетон и железобетон», 1969, № 12. С. 223.

2. Березовский Л.Ф., Смех Н.В. Статический расчет объемных блоков с учетом пространственной работы. Сборник «Объемно-блочное домостроение в СССР», М., 1967. 232 с.

3. Поляков С.В., Немчинов Ю.И., Резниченко В.И. Рекомендации по расчету и конструированию зданий из объемных блоков для строительства в сейсмических районах. Киев: НИИСК Госстроя СССР. - 1976. - 76 С.

4. Примеры расчета железобетонных конструкций/под ред. Овечкина А.М. – М., Издательство "Высшая школа", 1968, С.242-266

5. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып.3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85) . – М.: , Стройиздат, 1989, 304 с.

6. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

7. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. –М., АСВ, 2009, 360с.

8. Малахова А.Н., Стронгин М.А. Применение легких бетонов для конструктивных элементов многоэтажных зданий. – Научное обозрение, №18, 2017, с.13-18.

9. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон - взгляд в будущее//Вестник МГСУ. 2014. № 4. С. 181-189.

10. Тамразян А.Г., Фаликман В.Р. Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ//Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

СЕКЦИЯ ПОЖАРНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ

Студентка 4 курса 35 группы ИСА Агрелова Е. А.

Научный руководитель – доц., канд. техн. наук А.П. Парфёненко

ПРОБЛЕМЫ ЭВАКУАЦИИ И МОДЕЛИРОВАНИЯ ЛЮДСКИХ ПОТОКОВ В РЕАБИЛИТАЦИОННЫХ ЦЕНТРАХ

Актуальность темы обусловлена отсутствием требований в нормативной документации по определению состава и количества маломобильных групп населения в реабилитационных центрах при оценке пожарной опасности здания путём моделирования движения людских потоков.

Цель работы – повышение пожарной безопасности зданий реабилитационных центров.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи: провести натурные наблюдения по определению состава людского потока в реабилитационных центрах; провести экспериментальные эвакуации в реабилитационных центрах для выявления особенностей подготовки персонала при возникновении пожара и параметров движения основного функционального контингента; проведение моделирования движения людских потоков с учетом полученных данных для оценки безопасной эвакуации людей.

Для определения параметров движения людских потоков необходимо проведение экспериментальных исследований движения людей в зданиях различного функционального назначения. Около 80 лет проводятся исследования людских потоков за это время была собрана достаточно большая эмпирическая база данных для разных зданий, но исследования людских потоков в реабилитационных центрах до этого времени не были проведены. Ни одно из последних исследований, в том числе исследование Самошина Д.А. и Истратова Р.Н., проведённое в больницах, не рассматривает случаи с 90% количеством людей группы мобильности М4 [1].

В настоящее время за количество людей с ограниченными возможностями в реабилитационных центрах экспертными органами принимается значение равное 10% от количества людей в здании, что порой не соответствует фактической численности инвалидов в нём.

Для оценки состава людского потока в центре реабилитации «Три сестры» были проведены натурные наблюдения, результаты которых позволили установить достоверную величину, характеризующую численность людей группы М4. Как показали наблюдения, 90% от численности людей составили люди группы мобильности М4, что явно

противоречит существующим требованиям. При этом 70% из числа группы М4 нетранспортабельные и требуют помощи персонала при возникновении пожара. При этом запроектированные зоны безопасности рассчитаны для 10% состава людей, поэтому остается вопрос о возможности эвакуации и спасения, оставшихся 80 % колясочников.

Также были проведены экспериментальные эвакуации в два этапа: эвакуация днём и эвакуация ночью. В связи с тем, что внезапная эвакуация могла навредить психологическому здоровью пациентов, проводимые эвакуации были анонсированными.

В результате были получены достоверные значения времени начала эвакуации с учетом времени подготовки и скорости движения людей группы мобильности М4, требующих помощи персонала, которые в дальнейшем были использованы для моделирования эвакуации. В методике по оценке индивидуального пожарного риска скорость движения принимается 60 м/мин, тогда как результаты эвакуаций показали снижение этой величины до 30-40 м/мин.

Иллюстрация реального процесса эвакуации и моделирование с использованием полученных данных приведена на рис. 1.

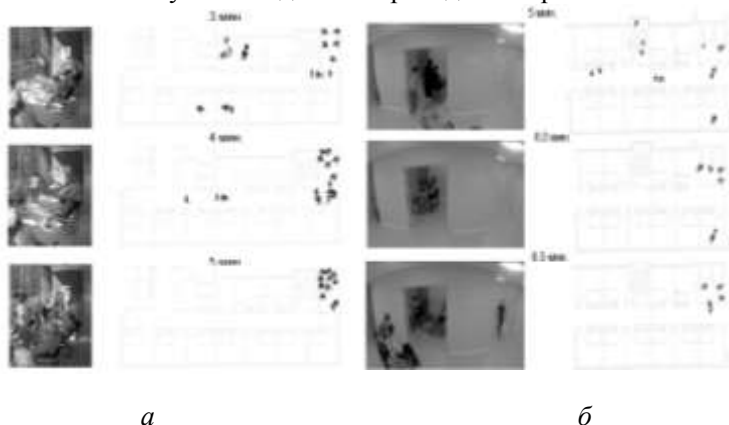


Рис. 1. Сравнение результатов эвакуации с полученными и использованными параметрами в программе Pathfinder.:

- а) Эвакуация днём,
- б) Эвакуация ночью

Дневная эвакуация была проведена в открытую зону безопасности. В результате 10 человек оказались в зоне безопасности через 5.3 минуты после начала оповещения о пожаре. При этом в этой зоне площадью всего 18 м² разместилось около 20 человек, что явно превышает нормативное значение 2.65 м² на человека с сопровождающим.

Во время ночной эвакуации было 4 человека группы мобильности М4, которые попали в зону безопасности через 7.5 минут после начала эвакуации. Это говорит о том, что ночью персонал и пациенты не готовы к эвакуации, что связано с плохой подготовкой персонала, его стереотипом поведения и боязнью лишней раз потревожить пациентов.

Безусловно, полученное время эвакуации является слишком большим и влияет на условие обеспечения безопасной эвакуации людей, что противоречит требованиям ст. 53 [2]. В подобных случаях требуется разработка организационно-технических мероприятий для повышения безопасности людей.

Выводы:

- результаты натурных наблюдений по определению состава людского потока в реабилитационных центрах показали, что 90% от численности людей составляют люди группы мобильности М4, что явно противоречит существующим требованиям;

- результаты экспериментальных эвакуаций показали плохую подготовку персонала к проведению эвакуации пациентов при возникновении пожара;

- скорость движения людей группы мобильности М4 в 2 раза ниже значений, представленных в методике по оценке индивидуального пожарного риска и составила 30-40 м/мин;

- результаты моделирования движения людских потоков с учетом полученных данных показали, что в здании не обеспечивается безопасная эвакуация людей, что требует разработки организационно-технических мероприятий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Самошин Д.А., Истратов Р.Н.* К вопросу о группах мобильности пациентов различных отделений городских клинических больниц // Матер. 20-й междунар. науч.-техн. конф. "Системы безопасности" – СБ2011. М.: Академия ГПС МЧС России, 2011. С. 336-338.

2. Технический регламент о требованиях пожарной безопасности: Федер. закон от 28(ред. от 29.07.2017г.)№123-ФЗ; принят Гос. Думой 04.07.2008.; одобр. Сов. Федерации 11.07.2008г. //Российская газета-2008.№163

3. *Холщевников В.В.* Натурные наблюдения людских потоков / Холщевников В.В., Самошин Д.А., Исаевич И.И.– М.: Академия ГПС МЧС России, 2009. – С. 191.

4. Эвакуация и поведение людей при пожарах: учеб. пособие / Холщевников В. В., Самошин Д. А., Парфененко А. П., Кудрин И. С., Истратов Р. Н., Белосохов И. Р. – М. : Академия ГПС МЧС России, 2015. – С. 262.

ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРИТОЧНО-ВЫТЯЖНОЙ ПРОТИВОДЫМНОЙ ВЕНТИЛЯЦИИ ПРИ РАСПОЛОЖЕНИИ КЛАПАНОВ ДЫМОУДАЛЕНИЯ НИЖЕ ДВЕРНОГО ПРОЁМА

Противодымная вентиляция – один из эффективных комплексов противопожарной защиты, обеспечивающий дымоудаление во время пожара для безопасной эвакуации людей. При развитии пожара продукты горения, как более горячие, поднимаются вверх, поэтому клапаны дымоудаления необходимо располагать ближе к потолку для эффективного дымоудаления. Но иногда нет возможности установить клапаны дымоудаления под потолком например по той причине, что клапан дымоудаления не помещается между дверным проёмом и потолком.

Оценка эффективности работы системы вытяжной противодымной вентиляции производится по результатам оценки обеспечения безопасной эвакуации людей, путем анализа и сравнения времени блокирования путей эвакуации опасными факторами пожара (ОФП) и времени эвакуации людей на основании требований статей 53 и 56 Федерального закона № 123-ФЗ [1].

Для оценки эффективности противодымной вентиляции проведены расчеты распространения дыма по коридору этажа, время эвакуации людей и проведен сравнительный анализ результатов моделирования на примере общественно-культурного центра в г. Троицк. Моделирование распространения ОФП производилось по полевой модели с использованием программного продукта PyroSim для двух сценариев:

1. Клапаны дымоудаления запроектированы ниже верхнего уровня дверных проёмов;
2. Клапаны дымоудаления запроектированы выше верхнего уровня дверных проёмов.

В первом сценарии критическое значение плотности дыма (рис.1) наступило во время 151,2с – при расположении контрольной точки измерения ОФП в помещении, где расположен очаг пожара, и 276,9с – контрольная точка 4.

Во втором сценарии критическое значение плотности дыма наступило во время 169,8с и 273,9 соответственно.

В соответствии с объемно-планировочными решениями объекта защиты, геометрическими размерами эвакуационных путей и выходов, а также известными особенностями поведения людей при пожарах (движение к более широким и хорошо заметным выходам, выбор более короткого пути эвакуации, использование знакомых маршрутов

движения и т.п.) в программном продукте Pathfinder была разработана компьютерная модель этажа.



Рис. 1 Динамика распространения дыма в течении 300 секунд

В соответствии с п. 7.2.5 СП 1.13130.2009 [4] количество людей в торговом зале принималось из расчета 1 чел. на 3 м² площади зала, включая площадь занятую оборудованием. Площадь горизонтальной проекции взрослых здоровых людей принималась 0,125 м², людей группы мобильности М2 – 0,2 м², людей группы мобильности М3 – 0,3 м².

Выполненные расчеты показали следующие результаты: на начальных участках формирования людских потоков плотности равны 0,13 м²/м²; затем происходит слияние людских потоков и плотность достигает критических значений 0,9 м²/м². Продолжительность скопления людей при этом будет не более 1,25 мин. Такое значение существенно ниже значения, равного 6 мин., и которое является критическим для человеческого организма. Максимальное расчётное время эвакуации на объекте защиты составит 1,32 мин.

В таблице 1 показан сопоставительный анализ результатов моделирования распространения дыма и эвакуации людей. По проведенному анализу можно заметить, что расположение клапанов дымоудаления ниже дверного проёма не влияет на условие безопасной эвакуации людей при пожаре. При этом, расхождение между критическими значениями опасных факторов пожара по потере видимости в расчетных точках измерения, при запроектированных клапанах дымоудаления в соответствии с нормами и отступлениями от

них (п. 7.8 СП 7.13130.2013 [6]), не превышает 11%, что подтверждает эффективность существующей системы вытяжной противодымной вентиляции в подвальном этаже.

Таблица 1. Сравнительный анализ

| Точка сравнения | Время блокирования с учетом коэффициента безопасности, мин. | | Время эвакуации $t_{ч.э.} + t_p$, мин. |
|-----------------|---|---|---|
| | Клапана дымоудаления выше дверных проёмов | Клапана дымоудаления ниже дверных проёмов | |
| Точка 01 | 3,69 | 3,65 | 1,0+0,84 |
| Точка 02 | >4 | >4 | 1,0+0,77 |
| Точка 03 | >4 | >4 | 1,0+0,59 |
| Точка 04 | >4 | >4 | 1,0+1,32 |
| Точка 05 | 2,02 | 2,27 | 0,1+0,47 |

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Федеральный закон от 22 июля 2008 г. №123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности».
2. Федеральный Закон от 10 июля 2012 г. №117-ФЗ "О внесении изменений в Федеральный закон "Технический регламент о требованиях пожарной безопасности".
3. Приказ МЧС России от 30 июня 2009 г. №382 «Об утверждении методики определения расчетных величин пожарного риска в зданиях, сооружениях и строениях различных классов функциональной пожарной опасности» с учетом изменений, утверждённых приказом №632 МЧС РФ от 02.12.2015.
4. Свод правил 1.13130.2009 «Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы» с учетом изменений, утверждённых приказом №639 МЧС РФ от 09.12.2010.
5. Свод правил 4.13130.2013 «Системы противопожарной защиты. Ограничение распространения пожара на объектах защиты. Требования к объемно-планировочным конструктивным решениям».
6. Свод правил 7.13130.2013 «Отопление, вентиляция и кондиционирование. Требования пожарной безопасности».

МОДИФИЦИРОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТИ ДРЕВЕСНЫХ МАТЕРИАЛОВ НАНОРАЗМЕРНЫМИ КОМПОЗИЦИЯМИ

Модификация древесины служит для улучшения ее эксплуатационных свойств, увеличения механических характеристик материала, например, прочности, а также обеспечения огнестойкости и водостойкости.

Особенностью нанесения на поверхность модификаторов является заполнение свободных пространств в данном материале. Такой механизм помогает ограничить или полностью устранить отрицательные свойства древесины, такие как возгорание, растрескивание, усушка.

Основу нанотехнологий пористых материалов представляют высокодисперсные разновидности кремнезема, которые в последнее время все чаще обретают популярность.

Наноразмерный эффект частиц проявляется в необычных свойствах материалов. Получаемые на основе или при добавлении гель кремнезема образцы отличаются большим разнообразием функциональных свойств. Введение наночастиц кремнезема заметно улучшает свойства материалов, например, древесины.

Углеродные нанотрубки (УНТ) – это новый углеродный материал, который представляет собой структуры цилиндрической формы с диаметром, размер которых составляет несколько нанометров. Различаются УНТ по длине, диаметру и по количеству слоев.

Исследование наноразмерных модификаторов связано с большими трудностями, так как для проведения реальных экспериментов на наноструктурах необходимы сложные и дорогостоящие оборудования.

Отличительной особенностью данной работы является изменение технологических свойств древесины за счет изменения свойств поверхностного слоя, который образуется при терморазложении образцов с модифицированным поверхностным слоем.

Целью работы служит изучение изменения поверхностного слоя древесины, а также структуры карбонизованного слоя, который образуется при терморазложении образцов с модифицированным поверхностным слоем.

Задачи:

1. Проведение испытания на двухлучевом электронном микроскопе (Dual Beam);

2. Проведение испытания на игольчатом пламени ГОСТ 27484-87 Испытания на пожароопасность. Методы испытаний. Испытания горелкой с игольчатым пламенем;

3. Обобщение данных, сравнение свойств поверхностного слоя обработанной древесины.

Для исследования приняты образцы древесины сосны.

В качестве модификаторов древесины используются: гель золь кремнезем (SiO_2 20%), нитрилтриметилфосфоновая кислота (НТФ 30%), магнофлок (3127), УНТ различных концентраций, а также метилфосфоновая кислота (МФ 30%).

Таблица 1. Перечень исследуемых образцов

| № | Состав |
|---|--------------------------------|
| 1 | УНТ 0,01%+НТФ30% |
| 2 | МФ30%+УНТ 0,05% |
| 3 | (НТФ30%+УНТ 1%) |
| 4 | SiO_2 20% |
| 5 | НТФ40%+(М+ SiO_2 40%) |

Двухлучевой электронный микроскоп позволил получить элементный анализ поверхности модифицированной древесины, а также структуру поверхностного слоя:

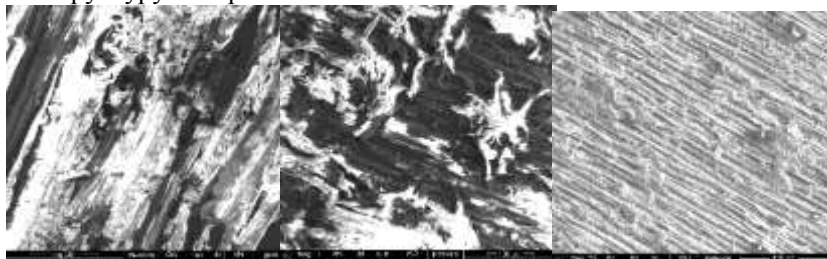


Рис.1

Рис.2

Рис.3

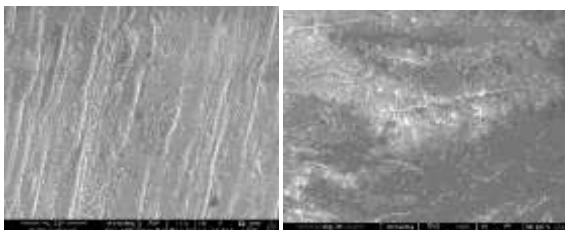


Рис.4

Рис.5

Далее проводилось испытание игольчатым пламенем в соответствии с ГОСТ 27484-87.

Таблица 2

Результаты испытаний представлены в таблице 2.

| № обр. | Состав | Структура | Δ м, % | t _{гор, с} |
|--------|---------------------------------|------------------------------|---------------|---------------------|
| 1 | УНТ 0,01%+НТФ 30% | Неравномерная | 3.37 | 60 |
| 2 | МФ30%+УНТ 0,05% | Отдельные обрывистые области | 6.5 | 120 |
| 3 | (НТФ30%+УНТ 1%) | Хорошая равномерная | 2.5 | 120 |
| 4 | SiO ₂ 20% | Равномерная | 5.8 | 30 |
| 5 | НТФ40%+(М+SiO ₂ 40%) | Частично равномерная | 7.9 | 30 |
| 6 | Чистая древесина | - | 80-90 | - |

Вывод: при модификации поверхностного слоя небольшим количеством наноразмерных композиций показатели огнезащитности древесины значительно увеличиваются. Наночастицы обуславливают перевод древесины в разряд трудногорючие (потеря массы менее 10%). Показатели по водопоглощению и биостойкости выше при покрытии древесных материалов гель-золь кремнеземом.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Шабанова Н.А.* Коллоидная химия нанодисперсного кремнезема/ Шабанова Н.А. Москва: Лаборатория знаний, 2016. -331 с.
2. *Батин М.О.* Древесина, модифицированная полимерными композициями для решетчатых помещений животноводческих помещений: диссертация ... кандидата технических наук: 05.23.05 / Батин Максим Олегович; [Место защиты: Томский государственный архитектурно-строительный университет].- Томск, 2014.- 213 с.

ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КАТЕГОРИИ ЗДАНИЙ И ПОМЕЩЕНИЙ БЛОЧНО-МОДУЛЬНЫХ КОТЕЛЬНЫХ ПО ПОЖАРНОЙ И ВЗРЫВОПОЖАРНОЙ ОПАСНОСТИ

Особенности назначения той или иной категории по взрывопожарной опасности для помещений и всего здания блочно-модульных котельных до сих пор остаются четко не разъясненными, в связи с чем, и вызывают постоянные дискуссии.

Для разрешения данной проблемы следует обратиться к нормативным документам, действующим в настоящее время.

Блочно-модульная отдельно стоящая котельная относится к зданиям производственного назначения в соответствии с Федеральным законом № 123-ФЗ [1], следовательно, для котельной необходимо определять категорию взрывопожароопасности.

Большинство проектировщиков в настоящее время, как следует из практического опыта, при определении категории котельной используют СНиП II-35-76* [2] и присваивают котельным категорию Г по пожарной опасности. Однако в данном СНиПе написано: «Категория зданий и помещений котельных по взрывопожарной и пожарной опасности устанавливается в соответствии со сводами правил по пожарной безопасности, обеспечивающими выполнение требований [1]», а в приложении Б этого СНиПа приведены лишь ориентировочные категории помещений в зданиях котельных.

В Федеральном законе № 123-ФЗ дана характеристика горючих веществ и материалов, находящихся в помещении категории Г. К таким помещениям относятся в том числе и те, где находятся или обращаются горючие газы, которые сжигаются или утилизируются в качестве топлива. В определенном смысле данная характеристика вводит в заблуждение, так как многим специалистам по проектированию этого бывает вполне достаточно, чтобы однозначно отнести газовую котельную к категории Г по взрывопожарной опасности.

Однако не следует забывать, что в пункте 21 статьи 27 Федерального закона № 123-ФЗ говорится об установлении только нормативными документами по пожарной безопасности методов определения признаков отнесения помещений производственного и складского назначения к категориям по пожарной и взрывопожарной опасности.

В настоящее время СП 12.13130.2009 [3] является самым актуальным нормативным документом, посвященным данному вопросу, поэтому не допускается руководствоваться СНиП или какими-либо

ведомственными нормативами для определения категории пожароопасности котельной.

В тоже время пункт 4 статьи 27 Федерального закона № 123-ФЗ однозначно говорит о том, что для определения категорий помещений по пожарной и взрывопожарной опасности необходимо проводить последовательную проверку принадлежности помещения к категориям начиная с наиболее опасной (А) и далее к наименее опасной (Д).

Таким образом, вполне очевиден вывод о том, что категорию блочно-модульной котельной по пожарной и взрывопожарной опасности следует подтверждать расчетом, а не принимать только исходя из общих характеристик веществ и материалов, находящихся (обращающихся) в помещении, так как это не соответствует нормативным требованиям и может привести к серьёзным ошибкам. Общая методика расчета критериев взрывопожарной опасности приведена в [3,4].

СП 12.13130.2009 рекомендует, что «в качестве расчетного следует выбирать наиболее неблагоприятный вариант аварии или период нормальной работы аппаратов, при котором в образовании горючих газо-, паро-, пылевоздушных смесей участвует наибольшее количество газов, паров, пылей, наиболее опасных в отношении последствий сгорания этих смесей [3]». Такое может произойти в том случае, если питающий трубопровод подвода газа к котлу будет разрушен по всему сечению, т.е. за расчетной аварийной ситуацией является полная разгерметизация трубопровода и вытекание метана через все сечение трубы.

Расчет проводится с целью определения возможного избыточного давления взрыва в помещении газовой котельной. Помещению должна быть назначена категория А по взрывопожароопасности при условии, когда рассчитываемый показатель оказывается выше 5 кПа. В противном случае требуется определять соответствие другим категориям согласно требованиям пункта 5.2 и приложениям А и Б СП 12.13130.2009.

В соответствии с требованием СП 12.13130.2009 расчетное время отключения газопроводов принимается 120 с в том случае, когда вероятность отказа системы автоматики более 0,000001 в год, а резервирование ее элементов отсутствует.

Для уменьшения массы объема газа в соответствии с требованиями СП 12.13130 допускается учитывать:

- 1) работу аварийной вентиляции;
- 2) использование электромагнитных клапанов системы автоматики с вероятностью отказа не более 0,000001 в год или обеспечение резервирования отключающего устройства на вводе газопровода в помещение котельного зала.

Необходимо отметить, что вероятности отказа систем автоматики далеко не всегда могут быть известны, так как это расчетные параметры и в технических паспортах на электромагнитные клапаны они не указываются. Также далеко не во всех котельных обеспечено резервирование систем автоматики. В зависимости от категории по взрывопожарной и пожарной опасности согласно Федеральному закону №123-ФЗ к пожарной безопасности зданий и помещений котельных предъявляются соответствующие требования, направленные на исключение возможности возникновения пожара.

Эти требования направлены на выполнение соответствующих мероприятий, которые включают, в частности, использование взрывозащищённого электрооборудования, применение в здании легкосбрасываемых конструкций для защиты от взрыва, строительство блочно-модульной котельной на соответствующем расстоянии от других зданий и сооружений, оборудование системами автоматической противопожарной защиты и др.

Таким образом, если отнести к категории Г котельный зал газовой блочно-модульной котельной без достаточных оснований, то это повлечет снижение требований к его противопожарной защите. Все это накладывает серьезную ответственность на специалистов, проектирующих блочно-модульные котельные.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Технический регламент о требованиях пожарной безопасности : Федер. закон от 22.07.2008 № 123-ФЗ // Собр. законодательства РФ. – 2008. – № 30 (ч. I), ст. 3579.
2. СП 89.13330.2016. Котельные установки. Актуализированная редакция СНиП II-35-76. – Введ. 17.6.2017. – М.: Стандартинформ, 2017. – 106 с.
3. СП 12.13130.2009. Определение категорий помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности. – Введ. 01.05.2009. – М. : ФГУ ВНИИПО МЧС России, 2009. – 32 с.
4. Пособие по применению СП 12.13130.2009 «Определение категорий помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности» / *И.М. Смолин* [и др.]. – М. : ВНИИПО, 2014. – 147 с.
5. Приказ МЧС России от 30 июня 2009 г. №382 «Об утверждении методики определения расчетных величин пожарного риска в зданиях, сооружениях и строениях различных классов функциональной пожарной опасности» с учетом изменений, утверждённых приказом №632 МЧС РФ от 02.12.2015.

ОПТИМИЗАЦИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ТЕПЛООТДАЧИ ПРИ КОНВЕКТИВНОМ ТЕПЛООБМЕНЕ

При определении опасных факторов пожара, при расчете на огнестойкость и при вычислении параметров пожара возникает необходимость в определении тепловых потоков, связанных с естественной конвекцией. В настоящее время расчет проводится с помощью линеаризации уравнения теплового баланса.

Тепловой поток, который вызван разностью температур среды и конструкции, равен:

$$q = \alpha_k (T_{\text{среды}} - T_{\text{стенки}})$$

где α_k – коэффициент теплоотдачи, $\frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{градус}}$; $T_{\text{среды}}$ – температура среды, К; $T_{\text{стенки}}$ – температура поверхности, К.

Данное уравнение является линеаризованным, т.е. является приближенной линейной моделью нелинейного процесса.

Коэффициент теплоотдачи для турбулентного режима движения при естественной конвекции можно представить как:

$$\alpha_k = \frac{Nu \cdot \lambda_{\text{среды}}}{l} = \frac{0,135(Gr \cdot Pr)^{1/3} \cdot \lambda_{\text{среды}}}{l}$$

$$\alpha_k = 0,135(T_{\text{среды}} - T_{\text{стенки}})^{1/3} \left(\frac{\beta \cdot g \cdot \lambda_{\text{среды}}^4}{\nu^2 \cdot \mu \cdot Cp} \right)^{1/3}$$

$$\alpha_o = 0,135 \left(\frac{\beta \cdot g \cdot \lambda_{\text{среды}}^4}{\nu^2 \cdot \mu \cdot Cp} \right)^{1/3}$$

$$\alpha_k = \alpha_o \cdot (T_{\text{среды}} - T_{\text{стенки}})^{1/3}$$

где Nu – число Нуссельта; Gr – число Грасгофа; Pr – число Прандтля; $\lambda_{\text{среды}}$ – коэффициент теплопроводности среды, $\frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{градус}}$; l – линейный размер, м.

И тогда тепловой поток, вызванный естественной конвекцией:

$$q = \alpha_o \cdot (T_{\text{среды}} - T_{\text{стенки}})^{4/3}$$

Далее рассчитывается температура конструкции для линейного и нелинейного уравнения соответственно.

1. $Cp \cdot \rho \cdot \delta \frac{dT}{dt} = \alpha_k (T_{\text{среды}} - T_{\text{стенки}})$

$$T_{\text{стенки}} = T_{\text{среды}} - e^{-\bar{t}} (T_{\text{среды}} - T_o)$$

2. $Cp \cdot \rho \cdot \delta \frac{dT}{dt} = \alpha_o (T_{\text{среды}} - T_{\text{стенки}})^{4/3}$

$$T_{\text{стенки}} = T_o + (T_{\text{среды}} - T_o) \left(1 - \frac{1}{\left(\frac{\bar{t}}{3} + 1\right)^3} \right)$$

где Cp – удельная теплоемкость, $\frac{\text{Дж}}{\text{кг}\cdot\text{градус}}$; ρ – плотность, $\frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$; T_o – начальная температура конструкции, К. $T_{\text{среды}}$ берется постоянной.

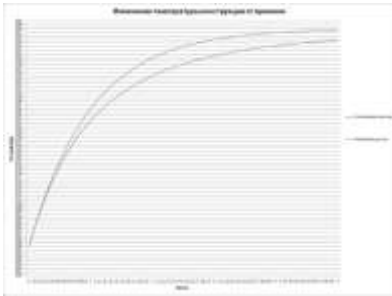
Если подставить полученные выражения для вычисления температуры стенки в формулу теплового потока, то он будет равен:

- в случае линейного процесса

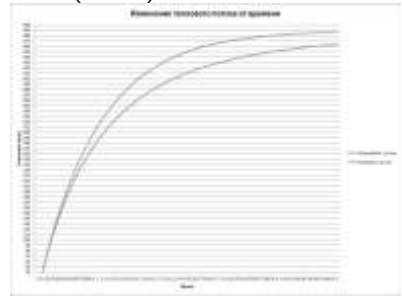
$$q = \alpha_{\kappa}(T_{\text{среды}} - T_o)(1 - e^{-\bar{t}})$$

- в случае нелинейного процесса

$$q = \alpha_o(T_{\text{среды}} - T_o)^{4/3} \left(1 - \frac{1}{\left(\frac{\bar{t}}{3} + 1\right)^3} \right)$$



а



б

Рис. 1. Графики зависимости параметров конвективного теплообмена

а) Изменение температуры конструкции от времени

б) Изменение теплового потока от времени

Исследование показывает, что линейное уравнение всегда дает результаты немного больше. Но для анализа процессов конвекции достаточно затруднительно пользоваться нелинейными уравнениями, поэтому необходимо ввести поправочный коэффициент, который поможет получать более точные значения:

$$q = \alpha_{\kappa}(T_{\text{среды}} - T_o)(1 - e^{-\varepsilon\bar{t}})$$

где ε – значение поправочного коэффициента.

Таблица 1

Значение поправочного коэффициента

| \bar{t} | ε |
|-----------|---------------|
| 0,1-0,5 | 0,9537 |

| | |
|---------|--------|
| 0,6-1,0 | 0,8869 |
| 1,1-1,5 | 0,8313 |
| 1,6-2,0 | 0,7835 |
| 2,1-2,5 | 0,7424 |
| 2,6-3,0 | 0,7064 |
| 3,1-3,5 | 0,6746 |
| 3,6-4,0 | 0,6461 |
| 4,1-4,5 | 0,6204 |
| 4,6-5,0 | 0,5972 |

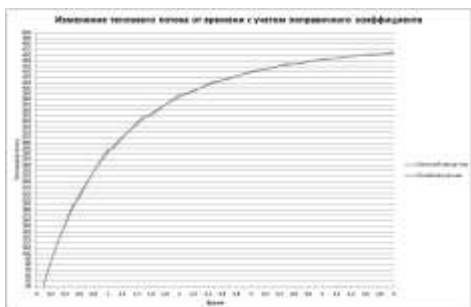


Рис.2. Изменение теплового потока от времени с учетом поправочного коэффициента.

Таким образом, были получены зависимости тепловых потоков от времени нагрева при конвективном теплообмене в случае термически тонкого тела, также было проведено сравнение расчетов линейного и нелинейного уравнения теплового баланса и выведен поправочный коэффициент, который позволяет получать более точные результаты вычислений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Михеев М.А., Михеева И.М.* Основы теплопередачи. - М. : БАСТЕТ, 2010.
2. *Горев В.А., Фомина М.В.* Упрощенный расчет теплообмена на плоских поверхностях // Пожаровзрывобезопасность.- 2016.
3. *Лыков А.В.* Теория теплопроводности.- М.: Высшая школа, 1967.
4. *Тихонов С.В., Дульнев Г.Н.* Основы теории тепломассообмена.- СПб: СПбГУИТМО, 2010.
5. *Кутателадзе С.С., Боришанский В.М.* Справочник по теплопередаче, 1958.

*Студентка магистратуры 2 года обучения 3217 Тм3 группы ИУиКБ
Павлова М.С., студент 4 курса 2 группы ПГСмф Жмак В.А.
Научные руководители – доц. Т.Ф. Фирсова, канд. техн. наук, ст. преп.
Ф.А. Портнов*

МЕТОДЫ СПАСЕНИЯ ДЕТЕЙ В ОБЩЕОБРАЗОВАТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЯХ

Безопасность образовательного учреждения – это условие сохранения жизни и здоровья сотрудников и обучающихся. В настоящее время обеспечению безопасности в образовательных организациях уделяют огромное внимание, устанавливают жесткие требования по обеспечению пожарной безопасности, но, к сожалению, все равно случаются необратимые трагедии.

Возьмем в качестве примера 2 страшные трагедии, во время которых массово погибли дети:

1. 2018 год торгово-развлекательный комплекс «Зимняя вишня» г.Кемерово. Основные причины: желание бизнеса сократить свои издержки, неэффективность системы противопожарного надзора в России, коррупция, отсутствие запасных выходов, отсутствие единой системы эвакуации из здания^{[1], [2]}.

2. 2003 год школа-интернат для глухих г. Махачкала. Основные причины - неисправность электропроводки, деревянные перекрытия здания, отсутствие единой системы, которая смогла бы разбудить глухих детей, халатное отношение сотрудников.

В настоящей статье хочется поднять актуальную проблему в современном мире, которая связана именно с реализацией требований пожарной безопасности в общеобразовательных организациях.

Когда на рынке имеются все средства и способы для защиты от пожаров, не может быть допустимо, чтобы при пожарах погибали люди (дети), особенно в учебных заведениях.

Представляется логичным, для того, чтобы уменьшить нарушения, надо как минимум иметь в собранном виде саму систему требований безопасности. На сегодняшний день они разбросаны по десяткам и сотням тысяч нормативных документов, в огромном количестве содержащих нормы избыточные, взаимоисключающие, абсурдные и заведомо невыполнимые. Необходимо для общеобразовательных организаций, как для городского, так и для сельского типа составить полный перечень требований, а также выделять материальные средства в полном объеме, чтобы максимально обеспечить безопасность детей и работников в школах.

Для решения данной проблемы необходимо, соблюдать следующие требования. Из всех учебных, технических и вспомогательных

помещений здания должны предусматриваться выходы в коридоры или вестибюли, ведущие непосредственно в лестничную клетку или в соседнее помещение на том же этаже, обеспеченное выходами ^[3] в коридор, холл или вестибюль, ведущими непосредственно в лестничную клетку. Двери помещений с одновременным пребыванием 15 человек и более предусматриваются открывающимися по направлению эвакуации. При количестве человек в помещении менее 15, а также для кладовых площадью не более 200 м² без постоянных рабочих мест, санитарных узлов, направление открывания дверей не нормируется. Минимальная ширина дверей на путях эвакуации и дверей помещений предусматривается в свету не менее 0,8 м и высотой не менее 2 м. Двери лестничных клеток обеспечиваются приспособлениями для самозакрывания и уплотнениями в притворах.

Здание школы должно предусматриваться доступным для обучения инвалидов (маломобильных групп населения) с соответствующим устройством входов, проектированием соответствующих геометрических параметров помещений, коридоров, шириной более 1,8 м при движении кресла-коляски во встречном направлении.

С учетом посещаемости школы инвалидами, должны предусматриваться пешеходные пути с возможностью проезда механических инвалидных колясок, а отдельные проезды проектируются совмещенными с тротуарами. Высота вертикальных препятствий (бортовых камней), на возможных путях следования инвалидов, предусматривается не более 5 см. Условия беспрепятственного и удобного передвижения МГН по участку к зданию с учетом требований градостроительных норм. Вход в здание должен быть расположен на одном уровне с прилегающей территорией. Глубина тамбуров предусматривается не менее 2,3 м при ширине не менее 1,5 м. Из помещений первого этажа эвакуация инвалидов предусматривается непосредственно на улицу. Площадь зон безопасности определяется из расчета не менее 1,5% инвалидов категории М4 от общего количества людей на этаже (части этажа) и с площадью на одного инвалида 2,4 м².

В случае, когда имеются два эвакуационных выхода и более, они располагаются рассредоточено, на расстоянии более минимально определяемых по расчету.

Минимальное расстояние L, м, между наиболее удаленными один от другого эвакуационными выходами соответствует расстояниям, определяемым по формулам:

$$\text{Из помещения - } L \geq 1,5 \sqrt{P} / (n - 1)$$

$$\text{Из коридора - } L \geq 0,33 D / (n - 1)$$

где P - периметр помещения, м;
 n - число эвакуационных выходов;
 D - длина коридора, м.

Пути эвакуации проектируются такой ширины, для того, чтобы с учетом их геометрии по ним можно было без задержек пронести носилки с лежащим на них человеком. На путях эвакуации исключаются раздвижные и подъемно-опускные двери, а также винтовые лестницы и забежные ступени. На путях эвакуации, а именно в коридорах не размещаются оборудования, которые выступают из плоскости стен на высоте менее 2 м, газопроводы и трубопроводы с горючими жидкостями, а также встроенные шкафы, кроме шкафов для коммуникаций и пожарных кранов.

На путях эвакуации должны предусматриваться установка указателей «Выход», которыми оборудуются эвакуационные выходы. Светильники «Выход» и указатели направления движения подключаются к сети аварийного освещения или оборудуются автономными встроенными блоками бесперебойного питания. Все пути эвакуации здания оборудуются аварийным освещением.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. [электронный ресурс] <https://sledcom.ru/news/item/1218921/?pdf=1>.
2. [электронный ресурс] <https://ria.ru/20180327/1517346669.html>.
3. *Карпенко Д.Г.* Диссертация/Организация проверок противопожарного состояния объектов при осуществлении государственного пожарного надзора, 2007

Студент 4 курса 35 группы ИСА Фадеев Н.И.; студент 4 курса 2 группы ПГС (Мф) Жмак В. А.

Научные руководители: ст. преп. М. В Медяник.; зав. лаб. В.Г. Воропаева

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПОЖАРНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ХРАМА ХРИСТА СПАСИТЕЛЯ КАК ОБЪЕКТА С МАССОВЫМ ПРЕБЫВАНИЕМ ЛЮДЕЙ

Храм Христа Спасителя является уникальным объектом с массовым пребыванием людей.

На ежедневных богослужениях присутствует около 6000 человек, а в церковные праздники - до 10000 верующих [2].

В связи с этим одной из актуальных приоритетных задач является обеспечение пожарной безопасности людей, посещающих главный храм России.

Цель работы - ознакомиться в режиме реального времени и пространства с системами противопожарной защиты Храма Христа Спасителя.

В связи с указанной целью были поставлены следующие задачи:

- ознакомиться с нормативно-правовыми актами РФ и нормативными документами, регламентирующими обеспечение пожарной безопасности объектов религиозного назначения;
- посетить Храм и получить консультацию специалистов по обеспечению пожарной безопасности данного объекта;
- для обозначенной цели использовать такие методические основы научного исследования как наблюдение (осмотр) и анализ;
- по результатам исследования выступить с докладом на студенческой конференции.

Кафедральный собор Русской Православной церкви – Храм Христа спасителя в Москве был построен в 1883 году как храм-памятник, посвященный Отечественной войне 1812 года, по проекту архитектора Константина Тона.

В 1931 году был уничтожен и был воссоздан в 2000-ом году.

При возрождении храма использовался прежний проект Константина Тона.

Руководителем и главным архитектором по воссозданию храма был академик Михаил Посохин.

При строительстве объекта были использованы такие прочные материалы, как мрамор, гранит, кирпич.

Для обеспечения требуемого уровня пожарной безопасности, учитывая особенности проектных решений уникального здания, были разработаны специальные технические условия (СТУ) специалистами

ВНИИПО и экспертами Главного Управления Государственной противопожарной службы города Москвы.

Уже на стадии строительства была организована профилактическая пожарная часть с круглосуточным постом с наличием автоцистерны, которая обеспечивала охрану строений бытового и вспомогательного назначения, в том числе 4500 рабочих из 40 строительных фирм.

Общая площадь современного храмового комплекса составляет 70 000 кв. м., высота внутреннего пространства 79 м., общая высота здания – 103 м.

Здание Храма относится к первой степени огнестойкости.

В здании установлены 4 лифта: из них два с режимом перевозки пожарных подразделений с автономным энергопитанием.

Пожарная безопасность Храма Христа Спасителя регламентируется нормативно-правовыми актами РФ и внутренними руководящими документами по обеспечению противопожарной защиты комплекса [1,3].

Система обеспечения пожарной безопасности здания включает в себя систему предотвращения пожара, систему противопожарной защиты, комплекс организационно-технических мероприятий по обеспечению пожарной безопасности.

Автоматическая станция пожарной сигнализации обеспечивает прием и обработку, поступающей с мест информации.

Станция способна работать в автоматическом и ручном режиме. «Интеллектуальные» извещатели адресно-аналогового типа при срабатывании указывают конкретное место, которое высвечивается на мониторе.

Автоматическая система раннего обнаружения пожара состоит из 2500 световых и дымовых извещателей.

При получении сигнала о пожаре с извещателя автоматически включается звуковое оповещение для организации эвакуации людей, обеспечивается закрытие противопожарных дверей, подпор воздуха, дымоудаление, автоматическое закрытие клапанов на системах общеобменной вентиляции, автоматическое опускание лифтов, задействуются установки пожаротушения.

Самое потенциально опасное место в пожарном отношении является гараж. Он расположен в самой нижней (стилобатной) части храма. Именно здесь установлена спринклерная система пожаротушения.

Внутренний противопожарный водопровод, обеспечивает подачу воды к 269 пожарным кранам.

В пожарных шкафах расположены две кнопки: первая – для включения насосов-повысителей, вторая – для дымососов.

В храме создана пожарно-техническая комиссия, организована добровольная пожарная дружина.

У добровольцев на вооружении - пожарные рукава со стволами и 360 огнетушителей.

Периодически проводятся учебные тренировки по взаимодействию технического персонала с пожарно-спасательными подразделениями в случае пожара.

Выводы:

по оценкам специалистов, главный православный Храм России имеет достаточный уровень обеспечения пожарной безопасности.

Вероятность эвакуации людей составляет 0,999001 по результатам расчета индивидуального пожарного риска для здания Храма Христа Спасителя.

Оснащение Храма техническими средствами противопожарной защиты является достаточным.

Комплекс зданий Храма Христа Спасителя находится под охраной отдела №10 Спецуправления Федеральной противопожарной службы №20 МЧС России по городу Москве. Сотрудники этого подразделения несут круглосуточную службу.

Заключение:

поставленные в исследовании цели и задачи выполнены.

В результате исследования повышен уровень профессиональных знаний в области обеспечения пожарной безопасности объекта храмовой православной культуры с массовым пребыванием людей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Правила противопожарного режима в Российской Федерации, утверждённые Постановлением Правительства РФ от 25.04.2012 №390 с изменениями, внесенными постановлением Правительства РФ от 28.09.2017 №1174

2. *Смирнов Н.А.* Огневой щит Храма Христа Спасителя // Пожарное дело-2014. №1. С. 32-35.

3. Технический регламент о требованиях пожарной безопасности: Федер. закон от 22.07.2008 г. №123-ФЗ; принят Гос. Думой 04.07.2008 г.; одобр. Сов. Федерации 11.07.2008 г. // Российская газета-2008. №163.

ОГНЕЗАЩИТА ТЕКСТИЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Огнезащита текстильных материалов является актуальной проблемой современного мира. Текстиль пользуется огромным спросом во всех отраслях, однако наряду с широкой областью применения бытового и технического назначения имеет серьезный недостаток – повышенную пожарную опасность. Эти материалы легковоспламеняемы, быстро горят и способствуют распространению пожара и образованию опасных факторов. Текстиль – потенциальный источник возгорания и пожаров. Опасность возгорания особенно возрастает в местах массового скопления людей, по этой причине данные объекты подлежат обязательной огнезащитной обработке.

Высокая пожарная опасность текстильных материалов повлекла за собой острую потребность в выработке ГОСТов, способных урегулировать допустимую степень горючести, которая обусловлена разнообразием назначения и функционального применения тканей, а также способов оценки параметров, устанавливающих их пожарную опасность. Текстильные материалы обладают различным составом, структурой и свойствами, что оказывает влияние при выборе средств и способов огнезащиты.

Для придания огнезащитных свойств используются следующие методы: пропитка тканей растворами замедлителей горения (поверхностная обработка), химическое модифицирование волокон, введение замедлителей горения. Средства огнезащиты для поверхностной и объемной обработки условно делятся на две группы. Первая группа включает в состав различные неорганические соединения, всевозможные сочетания буры и борной кислоты. Указанная группа применима для обработки текстильных материалов не нуждающихся в стирке.

Огнезащитные составы содержащие фосфор-, фосфоразот и фосфоргалогенсодержащие соединения возможно причислить ко второй группе. В данном случае, обработка тканей проводится в присутствии соединений, способных образовывать с замедлителем горения нерастворимые полимерные комплексы, создающие условия для устойчивости к истиранию.

В ходе нашей работы нами был проведен анализ на выявление наиболее эффективного огнезащитного состава для текстильных изделий. Для анализа были выбраны следующие составы: «Пробан» (антипирен, содержащий соли(хлорид или сульфат), гидроксиметил фосфония), «Антипирен-2»(соединение на основе диамида

алкилфосфоновой кислоты) и «АМФ» (аминотрисметиленфосфоновая кислота). Данные антипирены сравнивались по значению выходов СО и СО₂ при пламенном горении и термоокислительном разложении. Предложенными составами была обработана ткань хлопчатобумажная. В условиях стандартных испытаний были получены следующие результаты:

| х/б ткань | Выход СО, мг/г | Выход СО ₂ , мг/г | Соотношение СО/СО ₂ |
|---|-------------------|---------------------------------|-----------------------------------|
| Без обработки огнезащитным составом | 129 | 738 | 0,17 |
| «АМФ» | 210 | 400 | 0,525 |
| «Т-2 | 232 | 535 | 0,43 |
| «Пробан» | 190 | 470 | 0,4 |

Из приведенной выше таблицы видно, что образец ткани, обработанный антипиреном «АМФ», имеет наиболее значение соотношения оксида углерода и двуоксида углерода. Это говорит об отсутствии процесса окисления.

По результатам испытания можно допустить, что большое количество образовавшегося коксового остатка у ткани, прошедшей обработку антипиреном «АМФ» уменьшает процессы газификации и, следовательно, выделение токсичных продуктов горения, опасных для человека.

Также нами были изучены ТГА (Термогравиметрия) и ДТА (Дифференциальный термический анализ) анализируемых составов. Представим полученные результаты в виде таблицы и сделаем вывод об эффективности изучаемых составов:

| Антипирен | Скорость разложения, %/мин | Температура начала разложения, °С | Температура начала термоокисления, °С |
|-----------|----------------------------------|---|--|
| «АМФ» | 37 | 275 | 270 |
| «Т-2» | 29 | 250 | 245 |
| «Пробан» | 27 | 250 | 242 |

Более позднее начало разложение наблюдается у ткани, обработанной «АМФ», по сравнению с другими образцами, также мы видим, что в первом случае температура термоокисления выше. При самой высокой скорости разложения, у первого образца наименьшая потеря массы. Полученная информация позволяет сделать вывод, что из изучаемых огнезащитных составов наибольшим эффектом обладает антипирен «АМФ», следовательно одним из наиболее высокоэффективных замедлителей горения для целлюлозосодержащих волокнистых систем являются фосфоразотсодержащие соединения.

Заблаговременная противопожарная обработка тканей огнезащитным составом позволит на начальных этапах локализовать очаг возможного возгорания. Анализ результатов исследований выявил, что показатели безопасности огнезащитных тканей в значительной степени зависят от состава и структуры изученных образцов, что следует учитывать при выборе огнезащитных составов.

Также, при обосновании выбора методики испытаний по оценке горючести модифицированных систем, необходимо учитывать требования пожарной безопасности, предъявляемых к огнезащитным текстильным материалам в зависимости от назначения и области применения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Будницкий Г.А., Волохина А. В. Применение термо-, огнестойких волокон для изготовления текстильных изделий // Текстильная химия.- 2003.-№3.- С.23-24.
2. Лавреньева Е.П. Сравнительный анализ свойств огнезащитных тканей различных способов производства // Швейная промышленность.-2012.-№3.- С. 40-42.
3. Бычкова, Е. В., Панова Л. Г. Огнезащитные вискозные волокнисты // Химические волокна. - 2016. - № 3. - С. 41-48.
4. Константинова Н.И., Зубкова Н.С., Болодьян Г.И. и др. Принципы выбора тканей для изготовления пожаробезопасной спецодежды // Текстильная промышленность. 2002. № 10. С. 19-21.

*Студентка магистратуры 1 года обучения 22 группы ИСА
Румянцева А.А., студент 4 курса 35 группы ИСА Румянцев С.И.
Научный руководитель - доц., канд. техн. наук Е.Ю. Челекова*

АНАЛИЗ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПРОТИВОПОЖАРНЫХ РОБОТОВ. ВОЗМОЖНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ

Современная история имеет многочисленные разработки пожарных роботов. Наиболее известными из них являются:

- Ель-4, ВНИИПО, Россия
- Ель-10, Россия
- ЛУФ-60 (LUF-60)
- РУПР-1, Саратовский агроуниверситет, Россия
- AirCore TAF 20, Magigus, Германия

Функциями всех моделей являются: предотвращение пожара, с помощью подачи воды или пены; ликвидация препятствий и завалов; обнаружение пожара; удаление дыма (модель LUF-60).

Первым применение роботизированного комплекса зафиксировано во время ликвидации аварии на Чернобыльской АС. Комплекс показал свою высокую эффективность что позволило сохранить множество жизней людей, устраняющих последствия ЧС.

На сегодняшний день существует перечень нормативных документов регламентирующий применение роботизированных комплексов типа РПК-2(32)ПР-ЛСД-С20(100)У и ему подобных: технический регламент о требованиях пожарной безопасности (с изменениями на 29 июля 2017 года) Федеральный закон №123 статья(116); СП 5 13130.2009 «Системы противопожарной защиты. Установки пожарной сигнализации и пожаротушения автоматические». На данный момент уровень развития науки и техники не позволяет создать полноценную модель робота способную заменить человека, но возможно в ближайшем будущем создать комплекс взаимодействующих моделей способных при управлении человека устранять аварийные ситуации, в частности пожары.

Разберем комплекс необходимых мероприятий, на их основе создадим примерные модели роботов и их функции, построим одну из многих приблизительных моделей отталкиваясь немного от конструктивной составляющей, которая станет образующей функционала машины.

Основной задачей пожарных подразделений является спасение людей и имущества от пожара, по средствам эвакуации людей из здания, локализации пожара (тушение источника пожара;

ограничение распространения опасных факторов пожара). В процессе эвакуации участвует несколько факторов таких как: оповещение людей, движение в безопасную зону, спасение людей, заблокированных в процессе распространения пламени. Для решения этой проблемы в роботизированный комплекс можно включить дронов, которые будут оповещать о пожаре с воздуха, а также передавать информацию пожарным раньше их прибытия, контролировать зоны пожара недосягаемые для осмотра пожарных подразделений; световое и звуковое информирование заблокированных людей о мерах, которые спасут им жизнь, а также доставка средств индивидуальной защиты. Для ликвидации пожара в комплекс можно включить уже существующие модели пожарных роботов. Вся работа комплекса контролируется специалистами в сфере тушения пожаров. Для увеличения скорости принятия решений специалистами возможно создать контрольный прибор, собирающий информацию о развитии пожара с камер роботов, подсчитывающий количество сил и средств необходимых для локализации происшествия.

Рассмотрим одну из многих будущих возможных моделей роботов (рис 1). Данная модель предназначена выполнять вспомогательные функции для пожарных подразделений, а также людей, находящихся в зданиях, охваченных огнем. В перспективе данная модель должна выполнять функции:

- Прибытие на место пожара раньше подразделений пожарной охраны, за счёт малых габаритов и высокой скорости передвижения.
- Оповещение людей о прибытии пожарных подразделений и освобождении места для техники.
- Тушении малого очага пожара, с помощью порошкового модулю типа Тунгус 10.
- Доставка необходимого оборудования пожарным и людям, находящимся в здании. (СИЗ, топоры, ломы)
- Эвакуация с высотных этажей здания. Для этого установлена лебёдка.
- Возможность помощи в эвакуации пострадавших от пожара, при замене использованного модуля на кресло.
- Разбор завалов.

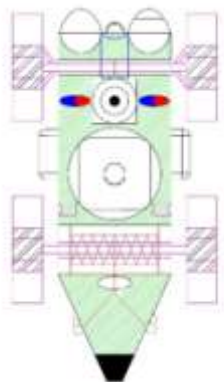


Рис. 1. Модель робота. Вид сверху.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 5 СП 5.13130.2009 Системы противопожарной защиты. Установки пожарной сигнализации и пожаротушения автоматические. Нормы и правила проектирования.

СЕКЦИЯ УПРАВЛЕНИЯ КАЧЕСТВОМ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

*Студентка магистратуры 2 года обучения 3 группы ИСА Блilieva И.А.
Научный руководитель – доц., д-р. техн. наук Л.Н. Лисиенкова*

АНАЛИЗ ПРИЧИН ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ТРАВМАТИЗМА НА ОСНОВЕ ПРИМЕНЕНИЯ СТАТИСТИЧЕСКОГО МЕТОДА

Над решением вопросов производственного травматизма ученые всего мира, в том числе и России, работают давно [1]. Ежегодно по причине несчастных случаев (далее НС) на отечественном производстве погибает до тысячи человек, сотни тысяч работников получают производственные травмы. Такая ситуация требует безотлагательного проведения соответствующей государственной политики в области охраны труда, поскольку пассивность и невнимание к данному вопросу приводит к немалым людским и экономическим потерям. Все отмеченное выше подтверждает безусловную актуальность и востребованность темы представленного исследования.

Объектом исследования является производственный травматизм.

Предметом исследования является система охраны труда при работе на высоте и безопасность работников на предприятии.

Целью исследования являлось использование статистического метода для выявления и анализа причин производственного травматизма.

Для достижения цели потребовалось решение следующих задач:

- провести сбор, анализ и обработку статистических данных НС на производстве;
- установить главные причины и факторы производственного травматизма;
- сформулировать предложения по снижению травматизма.

Производственным травматизмом принято считать многократное повторение НС. Для определения и ликвидации причин НС при проведении исследований используют разнообразные методы, одним из которых является статистический метод, в основе которого лежит изучение причин возникновения случаев травматизма за конкретный временной период. Проведение углубленного статистического анализа по различным видам работ включает комплексный анализ данных о пострадавших и о времени происшествия: изучаются пол, возраст, профессия, стаж, год, месяц, день, смена, час и т. п. [2].

По данным Росстата в 2010 году НС на производстве привели к травматизму 58357 человек [3]. На рисунке 1 приведена статистика производственного травматизма в России за период с 2010 по 2017 гг.

Прослеживается положительная тенденция уменьшения случаев травматизма на производстве, в том числе снижения числа смертности в

результате НС: количество пострадавших снизилось почти в два раза - с 58 тысяч человек в 2010 году до 31 тысяч человек в 2017 году.

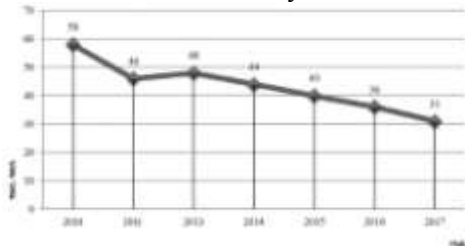


Рисунок 1. Статистика производственного травматизма в РФ за 2010–2017 годы [3].

Согласно статистическим исследованиям к основным видам НС следует отнести [3]:

- падение с высоты (33,3 %);
- воздействие движущихся деталей и предметов (25 %);
- дорожно-транспортное происшествие (14,2 %);
- падение, обрушение, обвалы предметов, материалов (12,5 %);
- другие причины (15 %).

Чаще всего более семидесяти пяти процентов НС происходят в результате причин организационного характера. Среди них наиболее часто встречаются недостаточная организация труда, нарушения техники безопасности (далее ТБ), охраны труда, несоблюдение трудовой дисциплины, недостаточная подготовка кадров.

На рисунке 2 представлены наиболее распространенные причины, приводящие к НС, среди которых лидирует несоблюдение требований охраны труда (38 %), за ним следует ухудшение самочувствия рабочего (21 %) и несоблюдение правил дорожного движения (19 %).

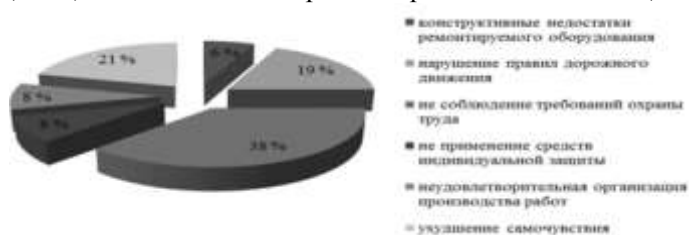


Рисунок 2. Причины несчастных случаев

Установлен наиболее опасный к производственному травматизму возраст - это работники от 18 до 30 лет и старше 50 (рис 3). Если у молодежи это связано с недостатком опыта, то у старшего поколения, напротив, с излишней самоуверенностью, вследствие большого опыта, пренебрежением ТБ на производстве. Очевидно, людей старше 50 лет следует привлекать для менее сложных работ, а молодым необходимо внимание более опытного наставника, осуществляющего контроль за ними в ходе рабочего дня. Проведение частых инструктажей по ТБ, повышение квалификации, а также, периодическое тестирование знаний требований по охране труда позволит существенно снизить количество НС.

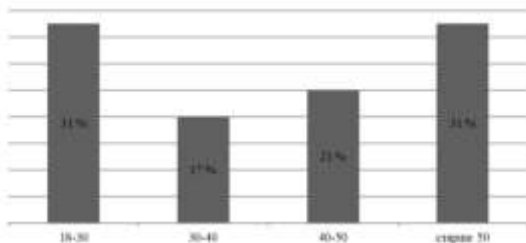


Рисунок 3. Динамика несчастных случаев в зависимости от возрастных показателей

На рисунке 4 представлено, что наибольшее травмоопасным является диапазон времени суток в начале рабочего дня с 8 до 10 часов (42 %), когда люди еще не успевают полностью сосредоточиться на работе.

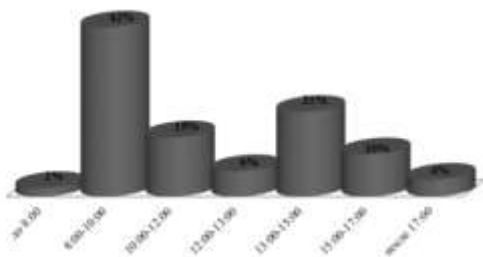


Рисунок 4. Динамика развития травматизма по времени суток

Целесообразно перед началом смены проводить кратковременные летучки по охране труда, текущий контроль знаний ТБ на конкретном участке, а перед началом выполнения работ проводить инструктажи по безопасным методам и приемам выполнения работ на рабочих местах.

Применение статистического метода для анализа производственного травматизма позволяет сделать вывод о целесообразности научного анализа, позволяющего сформировать конкретные рекомендации и положения по совершенствованию норм, регулирующих вопросы охраны труда и ответственности при НС на производстве.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Федеральный закон от 24 июля 1998 г. № 125-ФЗ «Об обязательном социальном страховании от несчастных случаев на производстве и профессиональных заболеваний».
2. Официальный сайт Федеральной службы государственной статистики [Электронный ресурс]. – URL: <http://www.gks.ru/> (дата обращения 15.02.2019)
3. Янчий С.В., Десярев Н.Д. Анализ причин производственного травматизма в организации на основе применения статистического метода//Молодой ученый. — 2017. — №4. — С. 95-100. — URL <https://moluch.ru/archive/138/38850/> (дата обращения: 24.02.2019).

РАЗРАБОТКА ПРОЦЕССА ПРОЕКТИРОВАНИЯ В СТРУКТУРНОМ ПОДРАЗДЕЛЕНИИ РОСАТОМА

Стратегической целью Госкорпорации Росатом является постоянное повышение качества выполнения работ и предоставления услуг, направленное на максимальное удовлетворение и предвосхищение требований заказчика, позволяющее достичь роста экономического благосостояния компании и ее работников.

В связи с этим на предприятии, была поставлена задача разработать, внедрить и постоянно совершенствовать систему менеджмента качества (СМК) во всех структурных подразделениях Росатома. Система менеджмента качества Росатома основывается на процессном подходе, в котором все подразделения взаимосвязаны между собой, определяется владелец процесса и в каждом подпроцессе происходит цикл PDCA.

Поэтому, целью данной работы являлось разработка процесса проектирования в подразделении Росатома. Цель процесса проектирования - это обеспечение выполнения проектной и рабочей документации в срок, установленный договором, в полном соответствии с основополагающими нормативными документами по организации и технологии проектирования, включая законодательную, правовую и нормативную документацию.

В процессе проектирования участвуют следующие функциональные подразделения: архитектурно – строительный отдел; комплексный проектный отдел; комплексный технологический отдел; отдел главных инженеров проектов; отдел выпуска и хранения проектных работ; отдел проектирования инженерных систем; отдел управления проектами; отдел экспертизы; отдел электротехники, автоматики, связи и сигнализации; отдел комплексных инженерных изысканий; отдел специальных и научных работ; сметный отдел.

Определен владелец процесса проектирования – главный инженер организации, а также входы, выходы процесса, ресурсы, входная и выходная информация по данному процессу.

Составлен алгоритм проведения процесса проектирования, с определением ответственных, исполнителей, входов и выходов по каждому подпроцессу.

Фрагмент графической схемы процесса представлен в таблице 1.

Алгоритм процесса проектирования

| Алгоритм | 1 Ответственный 2 Исполнитель | Требование | Документирование |
|---|---|--|--|
| <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; width: 60px; height: 30px; margin: 0 auto; display: flex; align-items: center; justify-content: center;">Начало</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">1 Информирование о выигранной конкурентной</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">2 Назначение ГИПа, ответственного за проект</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">3 Заключение договора</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">4 Разработка СП/СРД</div> | 1 Начальник коммерческого отдела, ГИ, ГИП 2 Тендерная группа | п. 4.7.2, Работа с тендерами | Информирование о выигранной конкурентной процедуре (письмо по электронной почте) |
| | 1 ГД 2 ГИ, ДФ, ЗДФ, ПЭО | п. 4.7.3, Регламент «Управление заказом в АО «ГСПИ» | Приказ о назначении ГИПа, ответственного за проект |
| | 1 ГД, ЗГД-ДФ 2 ГИП, ПЭО, ЮО | п. 4.7.4, Договорная деятельность | Договор |
| | 1 ГИП 2 ОГИП | п. 4.7.5 | СП/СРД |

Для оценки результативности процесса определены показатели и критерии оценки процесса, которые представлены в таблице 2.

Таблица 2

Показатели результативности процесса

| № | Наименование показателя | Наименование критерия | Источник, метод получения (расчета) критерия |
|---|-------------------------------------|--|---|
| 1 | Срок выполнения | Своевременность выполнения ПД/РД | $СВ = V_{\text{п}} / V_{\text{ф}} \times 100\%$ |
| 2 | Эффективность работы | Выработка на одного работника | $V = V_{\text{п}} / N_{\text{ср}}$ |
| 3 | Результаты внешней экспертизы ПД/РД | Отсутствие отрицательных заключений внешней экспертизы | Отрицательные заключения |

где: $V_{\text{п}}$ - плановое выполнение (сбор данных 1 раз в месяц); $V_{\text{ф}}$ - фактическое выполнение (1 раз в месяц); $V_{\text{п}}$ -выручка (собственными силами, 1 раз в месяц); $N_{\text{ср}}$ - среднесписочная численность производственного подразделения (1 раз в месяц).

Результативность процесса рассчитывается методом комплексной оценки уровня качества. В соответствии с представленной шкалой оценивания делается вывод о степени результативности процесса.

Таблица 3

Шкала оценивания процесса проектирования

| Степень результативности процесса | Оценка результативности процесса |
|-----------------------------------|---|
| Свыше 80 до 100 % | Результативен с существенными улучшениями |
| Свыше 70 до 80 % включительно | Результативен с улучшениями |
| Свыше 60 до 70 % включительно | Результативен |
| Свыше 50 до 60 % включительно | Преимущественно результативен |
| От 50 % и ниже | Нерезультативен |

Таким образом, в работе был описан процесс проектирования, определены исполнители и ответственные за каждый подпроцесс, а также найдены точки контроля. Для оценки результативности процесса проектирования были определены показатели и их критерии, а также даны методы их оценки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *ГОСТ Р ИСО 9000-2015* Системы менеджмента качества. Основные положения и словарь; введ. 2015-09-28. — Москва: Официальное издание. М.: Стандартиформ, 2015;
2. *ГОСТ Р ИСО 9001-2015* Системы менеджмента качества. Требования; введ. 2015-11-01. — Москва: Официальное издание. М.: Стандартиформ, 2015;
3. *Елиферов В.Г., Ретин В.В.* «Бизнес-процессы: Регламентация и управление»: Учебник. – М.: ИНФРА-М, 2005. – 319 с. - (Учебники для программы МВА);
4. *Ретин В. В., Елиферов В. Г.* «Процессный подход к управлению. Моделирование бизнес-процессов» - М.: Манн, Иванов и Фербер, 2013, - 544 с.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ КАЧЕСТВА ИЗМЕРЕНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЛАЗЕРНЫХ НИВЕЛИРОВ НОВОГО ПОКОЛЕНИЯ

Большинство строительных работ необходимо контролировать с помощью измерительного оборудования. Более точные показатели используемых средств измерения позволяют контролировать процессы на строительной площадке, а также своевременно скорректировать любые отклонения. Для предотвращения внезапных неисправностей все измерительные приборы периодически проходят тестирование, их результаты измерения сравниваются с эталонами, проводится метрологическая поверка. Для того чтобы систематизировать все имеющиеся в стране оборудования, а также поступающих новинок из зарубежных стран создаются специальные реестры, в которых представлена вся необходимая информация о каждом типе приборов.

Государственный реестр средств измерений является разделом Федерального Информационного фонда, где регистрируются средства вычисления, утверждённые Росстандартом. Согласно Федеральному закону № 102-ФЗ «Об обеспечении единства измерений» Госреестр СИ РФ имеет статус документа, который подтверждает, что каждое оборудование из перечня прошло все виды проверок и испытаний, имеет государственную регистрацию, и для него разработаны необходимые технические нормативы и методы метрологической поверки, а также есть разрешение для использования в России.

Метрологическую поверку СИ осуществляют органы Государственной метрологической службы. Право поверки может быть предоставлено аккредитованным метрологическим службам юридических лиц по решению Росстандарта, при этом данное право выдается в большей части при условии проведения поверки СИ, принадлежащих предприятию.

Для максимальной точности и удобства проведения строительных работ понадобятся современные измерительные оборудования, а именно модернизированные лазерные нивелиры с возможностью проецировать лазерные лучи одновременно на три плоскости. Данные средства измерения используются для определения превышения между двумя заданными точками, а также задать горизонтальные и вертикальные направления во время строительных и монтажных работ. Нивелиры могут быть оптическими и лазерными, иметь различную степень точности и параметры. Оптические нивелиры в большинстве случаев используются для масштабного строительства. Лазерные

нивелиры целесообразно использовать для постройки частного дома или для проведения отделочных работ, они достаточно просты в эксплуатации, доступны по цене, а также не требуют особой квалификации от оператора.

Лазерный нивелир Bosch GLL 3-80 P Professional (рис. 1) -это компактный, легкий и надежный профессиональный построитель плоскостей, позволяющий максимально повысить эффективность работ. Этот лазерный уровень Bosch позволяет отстраивать в пространстве три полноценных плоскости: одну горизонтальную, и две вертикальные (рис. 2).



Рис. 1. Bosch GLL 3-80 C Professional

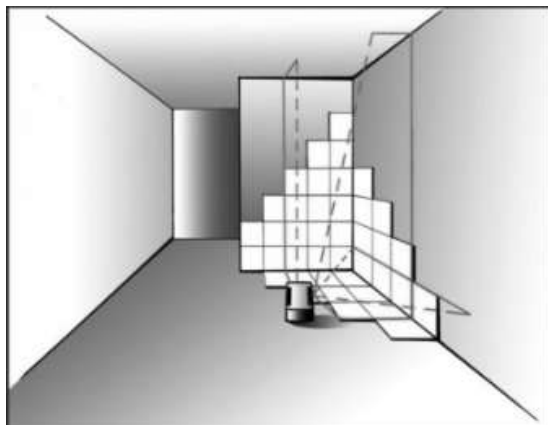


Рис. 2 . Построение лазерных линий в трех плоскостях

Для получения свидетельства на СИ Лазерный нивелир Bosch GLL 3 80 P Professional, необходимо подать заявку в Управление федерального

агентства метрологии об отнесении технического средства к СИ установленного образца (Рис. 3), а также комплект документов, включающий

- описание технического средства;
- правила эксплуатации ;
- описание применяемой области, а также назначение и способ использования технического средства;
- пояснительную записку, указывающую причину, которая вызвала необходимость отнести техническое средство к средствам измерений.

Проверка лазерного нивелира Bosch GLL 3-80 C Professional подразумевает проверку точности горизонтального нивелирования вдоль поперечной оси, а также проверку точности нивелирования вертикальных линий.

Техническое средство может быть причислено к СИ и внесено в Госреестр СИ в следующих случаях:

- средство представляет собой механическое, электрическое, электронное, оптическое или работающее на каком-либо ином принципе устройство, предназначение которого заключается в выполнении измерений;
- измерения, которые проводит устройство, характеризуются или могут быть охарактеризованы показателями точности измерений.

На основании представленных сведений о СИ, а также приведенных необходимых поверочных действий лазерного нивелира Bosch GLL 3-80 P Professional можно сделать вывод, что данный измерительный прибор будет целесообразно внести в Государственный реестр средств измерений. Это позволит любому заинтересованному лицу получить объективную информацию о данном измерительном приспособлении. Законодательно закреплено использование только сертифицированного оборудования, прошедшего контроль и разрешённого Росстандартом.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Федеральный информационный фонд по обеспечению единства измерений. Государственный реестр средств измерений. <https://gosreestr.si.ru/>.
2. OBJ_BUCH-3085-001.book. Инструкция к применению Bosch GLL 3-80 Professional.

ОПТИМИЗАЦИЯ СРОКОВ СТРОИТЕЛЬСТВА ОБЪЕКТА НА ОСНОВЕ СТАТИСТИЧЕСКИХ МЕТОДОВ АНАЛИЗА

Для повышения эффективности управления строительным предприятием требуется решать ряд оптимизационных задач по формированию производственной программы, распределению и загрузке ресурсов, составлению календарных планов и производственных расписаний. Большинство этих задач имеют весьма большую размерность, являются многокритериальными, содержат значительное количество ограничений, булевы и целочисленные переменные. Все это создает большие трудности при их решении точными методами дискретной оптимизации, особенно с учетом того, что решение должно быть получено оперативно, в сжатые сроки, а иногда и в режиме реального времени.

Математический анализ рассматриваемых задач показывает, что они могут быть сведены к задаче безусловной псевдоболевой оптимизации с критерием качества, заданным алгоритмически в виде задачи условной оптимизации с непрерывными или дискретными переменными. Как правило, описывающая критерий оптимальности псевдоболевая функция является полимодальной структурно немонотонной функцией.

Таким образом, в целом необходимо отметить, что поиск эффективных вариантов управления строительным производством связан с решением задач оптимизации функций, заданных алгоритмически. Специфика таких задач состоит в том, что решать их методами переборного типа не представляется возможным даже с использованием опыта и интуиции лица, принимающего решение. Эти задачи не относятся также к задачам математического программирования, для решения которых применимы аналитические методы оптимизации. Очевидно, что из существующих методов оптимизации только методы прямого поиска не требуют наличия математической модели целевой функции, так как им достаточно только значений этой функции в выбранной точке.

Наиболее перспективными и бурно развивающимися в последние десятилетия являются адаптивные методы оптимизации, к которым относятся такие идеи как генетические и эволюционные алгоритмы поиска. Генетические алгоритмы моделируют соответствующий механизм биологических организмов и являются, по сути, управляемым случайным поиском, хотя весьма специфическим. Эволюционные алгоритмы, в отличие от генетических, моделируют эволюционные процессы группы индивидов и во многом похожи на генетические

алгоритмы. Специальные исследования показали, что эволюционные алгоритмы имеют преимущество на унимодальных функциях, в то время как генетические алгоритмы заметно лучше ведут себя в полимодальном случае. Первые же попытки применить данный подход к NP-полным практическим оптимизационным задачам показали более высокую эффективность этих алгоритмов по сравнению с другими методами [1, 2].

Одной из важнейших задач, решаемых системой управления строительного предприятия, является оптимизация сроков строительства объекта. Ее эффективное решение отражается на большинстве экономических показателей строительства. Эта задача обычно решается на основе календарного планирования работ. Календарное планирование строительного производства включает в себя прогнозирование сроков начала и окончания работ, определение их рациональной последовательности, распределение работ между исполнителями, назначение необходимых ресурсов.

Условия протекания производственных процессов в строительстве характеризуются нечеткостью и стохастичностью, которые обусловлены возникновением множества непредсказуемых событий, препятствующих нормальному течению строительства. В связи с этим прогнозирование продолжительности строительства объекта носит вероятностный характер. К случайным факторам, влияющим на продолжительность строительства, относят [3] климатические факторы, несогласованность в принятии управленческих решений, изменение проектных решений в процессе строительства, отказы или поломки машин и механизмов, перебои в снабжении материальными ресурсами, низкое качество материалов, конструкций, не позволяющее применить их по назначению, появление брака и некачественное выполнение работ, невыходы на работу и другие социальные факторы.

Существующие в настоящее время традиционные методы разработки календарных планов в большинстве случаев не в состоянии охватить всю сложность и непредсказуемость современного строительства. Используемые методы составления календарных планов обычно малоэффективны при возникновении неожиданных событий и не позволяют адекватно реагировать на различные сбои в процессе строительства.

Для поиска оптимальных сроков строительства объектов предлагается использовать гибридный алгоритм, являющийся комбинацией генетического алгоритма с локальным спуском. Реализация алгоритма заключается в следующем. Задавая соответствующим образом параметры генетического алгоритма с целью обеспечения наиболее широкого исследования пространства оптимизации его следует остановить на определенном этапе.

Полученные в результате точки необходимо использовать в качестве начальных точек мултистарта метода локального спуска. В отличии от случайного генерирования точек мултистарта эти стартовые точки будут расположены недалеко от локальных минимумов, так как генетический алгоритм сам по себе пытается искать локальные минимумы. Это приведет к высокой эффективности локальных процедур и высокому быстродействию всего алгоритма оптимизации в целом. Для генерации календарных планов строительства объекта применяется автоматизированная система управления проектами MS Project с использованием методики определения продолжительности строительства на основе эволюционного моделирования [4]. Данная методика позволяет учитывать влияние случайных факторов на продолжительность строительных работ путем введение случайных организационных и технологических ожиданий.

В связи с тем, что далеко не всегда доступна полноценная статистическая информация о возможных потерях времени из-за непредвиденных событий, учет неопределенности при прогнозировании и расчете продолжительности строительных работ предполагается выполнять с использованием метода статистических испытаний (метода Монте-Карло). Статистические оценки случайных организационных и технологических ожиданий могут быть получены путем имитационного моделирования реализации негативных факторов, вызывающих увеличение продолжительности строительных работ.

В заключение можно отметить, что использование современных средств вычислительной техники, новых информационных технологий и баз данных дает возможность существенно повысить как степень оперативности управления строительным производством, так и качество принимаемых управленческих решений. Реализация предлагаемых подходов к оптимизации сроков строительства объектов даст возможность своевременно, практически в режиме «реального времени» реагировать на возможные отклонения от запланированного хода строительства и снизить потери от непредвиденных нарушений графика производства работ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Курейчик В.М.* Генетические алгоритмы. Обзор и состояние// *Новости искусственного интеллекта.* 1998.- № 3.
2. *Корнеев В.В., Гареев А.Ф., Васютин С.В., Райх В.В.* Базы данных. Интеллектуальная обработка информации.- М.:«Нолидж»,2000.- 352с.
3. *Олейник П.П.* Организация строительного производства. М.:МГСУ:Изд-во АСВ, 2010. 573 с.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ КОНТРОЛЯ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ В УСЛОВИЯХ ОГРАНИЧЕННОЙ УСТОЙЧИВОСТИ

В современном мире существует уже устоявшееся мнение, что стройка будет всегда и везде. Но сейчас большая часть городов в России застроена и, следовательно, спустя годы сооружения потеряют прежние конструктивные свойства, предназначенные для безопасного проживания граждан. Наступает момент, когда любое сооружение, построенное ранее будет нуждаться в реставрации, либо в перестройке. Не стоит забывать, что со временем требования и потребности возрастают, что способствует повышению уровня нагрузок на возводимые части зданий. В современном мире актуальной проблемой является контроль конструкции во время всего жизненного цикла здания. К сожалению, при традиционных технологиях строительного контроля до 80% информации об отклонениях и дефектах теряется. А поток информации огромный, например, для несущих и ограждающих железобетонных конструкций предусмотрено более 60 контролируемых показателей.

Заглядывая в перечень нормативных документов, связанных со строительством, наше внимание привлекает СП 13-102-2003 [1] в котором говорится, что главной причиной необходимости исследования и контроля возникающих напряжений в элементах здания, говоря иными словами, основной проблемой являются нагрузки и воздействия на конструкции при перепланировке и усовершенствовании практической стороны современных строений. Характерный пример, который существует везде – это увеличение площади зданий, пристройка дополнительных этажей в уже обустроенном и жилом здании; модернизация зданий; изменение специального назначения зданий и сооружений; окружающего пространства, устранение последствий катаклизмов, как в следствии человеческой халатности, так и из-за природной стихии. Примеры можно перечислять еще долго, но основной частью будет все равно являться усовершенствование качества жилья, работы и нахождения в данном строении людей.

Поскольку города практически полностью застроены, то возможности укрепить конструкцию с помощью наращивания опор сильно ограничены. Следовательно, перед реконструкцией или новой застройкой необходимо определить каким способом необходимо контролировать состояние конструкции и ее дальнейшее поведение. Для этого необходимо смоделировать часть конструкции и привести ее в стрессовую ситуацию, что означает придать ей усилия, которые смогут вывести ее из состояния покоя. Необходимо найти оптимальный

путь решения такой задачи, которая требует тщательного подхода и осмысления. Не стоит упускать момент контроля конструкции после построения.

На сегодняшний день активно вводятся контролирующие мероприятия на сооружениях повышенной опасности. На конструкцию крепятся датчики, которые в режиме on-line фиксируют и передают значения в главный пункт, где в случаях экстренной ситуации подается сигнал, показывающий конкретное место конструкции, где возникает сильное напряжение. Так же есть необходимость предупредить возникновение экстренных ситуаций, то есть смоделировать ситуацию, в которой уже возникла чрезвычайная ситуация, а значит иметь возможность предугадать поведение конструкции. Для того чтобы избежать сомнения в состоянии строительного элемента возможны несколько способов устранения неуверенности, одним из которых является моделирование поведения элементов зданий в условиях ограниченной устойчивости.

В настоящее время актуальной задачей является внедрение и развитие строительного контроля на основе информационного моделирования зданий, так называемых BIM (Building Information Modelling) технологий. Основная идея BIM состоит в комплексном моделировании строительного проекта, интегрировании всей информации в одном месте (базе) с самых ранних этапов и для всех участников жизненного цикла объекта. BIM – это мощный инструмент для хранения, анализа и управления потоком информации, сопровождающей операции контроля как при строительстве, так и в процессе эксплуатации зданий и сооружений. Данная технология подразумевает создание единой цифровой среды работы с проектной, строительной, диагностической и контрольной информацией. Это накладывает новые требования на контрольно-измерительные процедуры и методы регистрации дефектов. В основе должна находиться единая информационная модель контроля, которая будет источником оперативных данных для решения всевозможных задач по прогнозированию состояния элементов зданий и оптимизации параметров конструкций при их усилении.

В рамках нового подхода предлагается алгоритм моделирования строительных конструкций. Моделирование проводится с использованием методики эволюционного поиска параметров систем усиления металлических конструкций [2], которая предназначена для решения соответствующих задач при реконструкции зданий. Для нахождения оптимально быстрого пути расчета используются метаэвристические алгоритмы. В данном случае уже существует метод, который используется не только при расчете конструкций, но и в науках, где необходим короткий способ расчета. Был применен метод

Монте-Карло, позволяющий эффективно вести поиск различных вариантов поведения конструкций зданий в условиях ограниченной устойчивости. По своей сути метод Монте-Карло является основой для создания современных процедур имитационного моделирования на компьютере. Он дает возможность построить полноценную модель строительной конструкции со всеми имеющимися критериями, которые нам необходимы и проводить эксперимент с ней. Проводимые испытания полноценно описывают все возможные воздействия, которые будут происходить на элемент здания в реальном времени.

Для расчетов вариантов конструкции была использована программа NX Nastran, которая на настоящее время является ведущей для стран с развивающейся инженерией. Благодаря этой программе возможно осуществление более точного моделирования анализа эксплуатационных характеристик, а также все действия происходят не во время долгих манипуляций, а в течении нескольких минут. Она приспособлена не для решения определенных задач, а для огромного разнообразия, как статических, так и динамических, линейных, а также нелинейных задач. В данной программе был спроектирован макет конструкции, а также приняты нагрузки, установленные заданием. Применяв метод Монте-Карло были выполнены различные варианты расчетов для статически неопределимой конструкции. При этом проделали обязательные операции: построили систему с помощью задания координат; задали крепления конструкции, в данном случае «жесткая заделка»; задали нагрузки, в данном случае «распределенная нагрузка»; задали параметры, используемого материала.

При подведении итогов хочется повториться о том, что человечество не стоит на месте и уже сегодня имеются различные оптимизационные методы для усовершенствования конкретных элементов зданий. Используются различные способы моделирования ситуаций и предугадывания дальнейшего поведения конструкций. Но что немаловажно, в современном мире контроль происходит и уже после окончания строительства, что является таким важным продвижением вперед и имеет огромное значение для нашего мира.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – Введ. 21.08.2003. – М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2004. – 54 с.
2. *Алексейцев А.В.* Оптимальный структурно-параметрический синтез систем усиления металлических ферм // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2014. № 2. С. 37-46.

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ПОГРЕШНОСТЕЙ И НЕОПРЕДЕЛЕННОСТЕЙ КОСВЕННЫХ И ПРЯМЫХ ИЗМЕРЕНИЙ ГЕОМЕТРИЧЕСКИЙ ПАРАМЕТРОВ

Во всем мире большое внимание уделяется гармонизации нормативно-технической документации. На сегодняшний день существуют два подхода к оцениванию параметров точности измерений: погрешности, которые отражены в основополагающих нормативных документах системы ГСИ стран СНГ и неопределенности измерений, изложенных в международных стандартах ИСО.

В рамках проведенного исследования были выполнены измерения геометрических параметров здания УЛК НИУ МГСУ с помощью лазерного дальномера Bosch GLM 50 методами, основанными на прямых и косвенных измерениях представленных в приложении А. С целью снижения влияния неисключенных систематических погрешностей (неопределенностей) были выполнены 25 измерений слева-направо и справа-налево.

Проведение косвенных измерений длины коридора проводилась методом триангуляции. Данный метод позволяет определить геометрические параметры здания в случаях когда невозможно произвести прямые измерения или в случаях отсутствия доступа к измеряемому объекту. Измерения проводились согласно схеме представленной на рисунке 1.

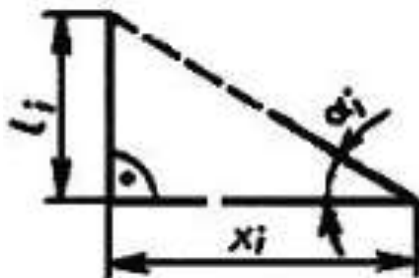


Рис.1.Схема проведения косвенных измерений,

Где:

l_i -измеренный параметр(известный),

x_i - измеряемый параметр (искомый),

α_i - измеряемый горизонтальный угол.

Искомый геометрический параметр определяется по формуле 1:

$$x_i = l_i \cdot ctg \alpha_i \quad (1)$$

Для определения точностных характеристик геометрических параметров здания были рассчитаны погрешности по ГОСТ 26433.2-94 «Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений параметров зданий и сооружений» и неопределенности по ГОСТ 34100.3-2017/ISO/IEC Guide 98-3:2008 «Неопределенность измерения. Часть 3. Руководство по выражению неопределенности измерения» по следующим формулам:

1) Оценку точности прямых измерений проводят определением действительной погрешности измерения $\delta x_{s, met}$ и сравнением ее с предельной погрешностью δx_{met} .

2) Оценку точности косвенных измерений проводят определением случайной погрешности $S(A)$ и неисключенной систематической $\Theta (P)$ и сравнением их.

3) При обработке результатов измерений определяются неопределенности по типу А и В, а также суммарная и расширенная неопределенности.

4) Оценка неопределенности и косвенных результатов проводится аналогично: при обработке результатов измерений определяются неопределенности по типу А и В, а также суммарная и расширенная неопределенности.

Результаты выполненных расчетов погрешностей и неопределенностей прямых и косвенных измерений представлены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1.

Результаты определения погрешностей прямых и косвенных измерений геометрических параметров здания.

| Результаты прямых измерений | Результаты косвенных измерений |
|--------------------------------------|--------------------------------------|
| $6,69 \pm 0,01$ [м] при $P_d = 0,95$ | $6,68 \pm 0,13$ [м] при $P_d = 0,95$ |

Таблица 2.

Результаты определения неопределенностей прямых и косвенных измерений геометрических параметров здания.

| Результаты прямых измерений | Результаты косвенных измерений |
|-------------------------------|--------------------------------|
| $\bar{x} = 6,69\text{м};$ | $\bar{x} = 6,68\text{м};$ |
| $u_{A,i} = 0,0425 \text{ м};$ | $u_{A,i} = 0,126\text{м};$ |
| $u_B = 0,0011 \text{ м};$ | $u_B = 0,0014$ |
| $u_c = 0,0044$ | $u_c = 0,13$ |
| $U = 0,009 \text{ м}$ | $U = 0,24\text{м}$ |
| $k = 2$ при $p = 0,95$ | $k = 2$ при $p = 0,95$ |

Для сравнение полученных результатов был определен коэффициент корреляции, показывающий статистическую взаимосвязь двух или более случайных величин (либо величин, которые можно с некоторой допустимой степенью точности считать таковыми).

- $R = \frac{U}{\delta_{\text{мет}}} = 0,9$ – коэффициент корреляции прямых измерений
- $R_1 = \frac{u_A}{s(A)} = 1$, $R = \frac{s(A)}{U} = 0,54$ – коэффициент корреляции косвенных измерений

Таким образом, можно сделать вывод о том, что оба подхода к оценке результатов измерений как прямых, так и косвенных является точным и достоверным. Также следует отметить, что косвенные измерения имеют большие погрешности, за счет их накапливания, поэтому целесообразно по возможности осуществлять измерения прямым способом. Значение погрешностей и неопределённости результатов одних и тех же измерений, согласно рассчитанному коэффициенту корреляции, достаточно близки друг к другу.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 26433.2-94 «Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений параметров зданий и сооружений»;
2. ГОСТ 34100.3-2017/ISO/IEC Guide 98-3:2008 «Неопределенность измерения. Часть 3. Руководство по выражению неопределенности измерения».

ПОВЫШЕНИЕ КАЧЕСТВА УЧЕТА ЭЛЕКТРИЧЕСКОЙ ЭНЕРГИИ ПУТЕМ ОПТИМИЗАЦИИ МЕТРОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ИЗМЕРИТЕЛЬНЫХ КОМПЛЕКСОВ.

Рассмотрена проблема, связанная со средствами измерения, используемые в составе комплексов автоматизированной информационно-измерительной системы коммерческого учёта электроэнергии. Они зачастую не удовлетворяют существующим требованиям. Повышение класса точности измерений приводит к снижению технологического расхода и внедрению цифровых подстанций.

Согласно Федеральному закону "Об обеспечении единства измерений" от 26.06.2008 N 102-ФЗ [1] при организации коммерческого учета электрической энергии все измерения должны осуществляться в строгом соответствии с методикой выполнения измерений, разработанной и аттестованной в установленном законом порядке, а необходимые для этого средства измерения в обязательном порядке вносятся в Государственный реестр средств измерений.

Технологические потери включают:

1. технические потери электроэнергии в элементах электросетей;
2. расход электроэнергии на собственные нужды подстанции;
3. инструментальные потери.

Цель работы – оценить влияние метрологических характеристик измерительных комплексов на потери электроэнергии при ее учете.

Был проведен анализ результатов поверки измерительных комплексов [6,7] Челябинской области, который выявил:

- 1) несоответствие заявленному классу точности метрологических характеристик трансформаторов тока (30% случаев) и трансформаторов напряжения (5 случаев);
- 2) превышение допустимого паспортного значения мощности вторичной нагрузки трансформаторов тока (25% случаев) и трансформаторов напряжения (19% случаев);
- 3) сверхнормативные потери в цепях счетчик – трансформатор напряжения (более 10% случаев).

Выявленные недостатки подтверждают необходимость их замены, модернизации и реконструкции. Каждый элемент измерительного комплекса (измерительные трансформаторы тока, измерительные трансформаторы напряжения, соединительные цепи, счетчик) вносит свою долю погрешности в общую погрешность комплекса [2,3,4,5].

Согласно методике расчета нормативных потерь электроэнергии, в электрических сетях [8] потери энергии рассчитываются как сумма значений погрешностей, определенных для каждой точки поступления в сеть и отпуска из сети электрической энергии по формуле (1):

$$(1) \quad \Delta W_{уч} = \frac{-(\Delta_{тн} + \Delta_{\theta\alpha} + \Delta_{тт\alpha} + \Delta_{сч} - \Delta U_{тн}) * W}{100}$$

где $\Delta_{тн}$ – погрешность трансформатора напряжения по модулю напряжения, %;

$\Delta_{\theta\alpha}$ – погрешность схемы трансформаторного включения счетчика, %, при коэффициенте токовой загрузки α ;

$\Delta_{тт\alpha}$ – погрешность трансформатора тока, %, при коэффициенте токовой загрузки α ;

$\Delta_{сч}$ – погрешность установленного счетчика, %;

$\Delta U_{тн}$ – потеря напряжения вторичной цепи трансформатор напряжения – счетчик, %;

W – количество электрической энергии, зафиксированной счетчиков за расчетный период времени.

Расчет стоимости потерь в денежном выражении можно определить умножением общего объема недоучтенной электрической энергии, полученной при указанном выше алгоритме, на величину стоимости оплаты электрической энергии за 1кВт*ч.

Для определения объема недополученной электрической энергии была рассмотрена подстанция 110/10кВ одного из ведущих энергосетевых комплексов Челябинской области.

Объем недоучтенной электрической энергии: 86 877,96 кВт*ч.

Цена 1кВт*ч электрической энергии, приобретаемой в целях компенсации потерь по средневзвешенной цене за 1 квартал 2018 года – 2,11 руб/кВт*ч.

Результат расчета за 1 месяц, уплачено за потери: 86 877,96 кВт · ч · 2,11 $\frac{\text{руб}}{\text{кВт}}$ · ч = 1 833 12,50 руб.

Результат расчета за 12 месяцев, уплачено за потери: 183312,50 руб · 12 мес = 2 199 749,95 руб.

Такую сумму теряет сетевая компания за один год только на одной подстанции при недостоверном учете электрической энергии.

В целях снижения потерь электрической энергии, вызванных погрешностями компонентов измерительных комплексов, необходимо проведение следующих корректирующих мероприятий:

1. Проведение замены трансформаторов тока, не удовлетворяющих требованиями коммерческого учета электрической энергии, на трансформаторы тока класса точности не ниже 0,5S. Замена счетчиков на счетчики класса точности не ниже 0,5S.

2. Проведение замены счетчиков, не удовлетворяющих требованиями коммерческого учета электрической энергии, на счетчики класса точности не ниже 0,5S.

3. Снизить мощность вторичной нагрузки трансформаторов тока до установленной – 50% от номинальной при которой мощность вторичной нагрузки трансформаторов напряжения будет иметь нулевую погрешность измерения.

На основании всего вышесказанного можно сделать следующие выводы, а именно:

а) На примере подстанции 110/10 кВ определена необходимость проведения метрологической поверки измерительных комплексов учета электрической энергии на соответствие требованиям закона РФ N 102-ФЗ [1] в соответствии с заданной периодичностью поверки;

б) Определена возможная величина потерь при реальных значениях метрологических характеристик существующего измерительного комплекса электрической энергии;

с) Определены мероприятия требуемые для повышения точности учета электрической энергии при создании его коммерческого учета.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Федеральный закон РФ «Об обеспечении единства измерений» от 26.06.2008 N 102-ФЗ;

2. ГОСТ 7746-2001 «Трансформаторы тока. Общие технические условия»;

3. ГОСТ 1983-2001 «Трансформаторы напряжения. Общие технические условия»;

4. ГОСТ 30206-94 «Межгосударственный стандарт «Статистические счетчики ватт-часов активной энергии переменного тока (класс точности 0,2S и 0,5S)»;

5. ГОСТ 30207-94 «Межгосударственный стандарт «Статистические счетчики ватт-часов активной энергии переменного тока (класс точности 1 и 2)»;

6. ГОСТ 8.217-88 «Трансформаторы тока. Методика поверки»;

7. ГОСТ 8.216-88 «Трансформаторы напряжения. Методика поверки»;

8. Методика расчета технологических потерь электроэнергии в электрических сетях. Утв. приказом Минромэнерго России от 03.02.2005г. №21.

ЗАЩИТНЫЕ СИСТЕМЫ ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ РАБОТ НА ВЫСОТЕ.

Качественное выполнение профессиональных обязанностей требует наличия специальных знаний и умений. В этом случае от навыков и знаний персонала зависит не только результат труда, но и человеческие жизни. Безопасность обеспечивается в первую очередь техническими решениями, подкрепленными знаниями и умениями работника, так называемый «объективный фактор безопасности».

К работам на высоте относятся работы, при которых:

а) существуют риски, связанные с возможным падением работника с высоты 1,8 м и более.

б) существуют риски, связанные с возможным падением работника с высоты менее 1,8 м, если работа проводится над машинами или механизмами, поверхностью жидкости или сыпучих мелкодисперсных материалов, выступающими предметами. [1]

Системы обеспечения безопасности представляют собой объединенные в одну систему средства индивидуальной защиты. При этом они должны быть не только совместимы, но и способны выдерживать нагрузки, вызванные падением человека. Системы обеспечения безопасности состоят из анкерного устройства, привязи и соединительного элемента. Дополнительно в них могут включаться рабочие сиденья, защита строп или канатов и др.

Виды систем обеспечения безопасности: 1) удерживающие системы; 2) системы позиционирования; 3) страховочные системы; 4) системы спасения и эвакуации. [2]

Удерживающие системы предназначены не для остановки падения работника с высоты, а для его предотвращения. Подобные системы ограничивают область свободного перемещения, поэтому при правильном их применении работник попросту не сможет упасть с высоты.

Страховочные системы по принципу действия кардинально отличаются от удерживающих. Их назначение – безопасная остановка человека



Рис. 1 Основные элементы удерживающей системы

в случае падения. Известно, что максимальная динамическая нагрузка, которую способен безболезненно выдержать человеческий организм, составляет 6 кН. Страхочные системы должны обеспечивать выполнение этого условия.



Рис. 2 СИЗ втягивающего типа

Системы позиционирования применяются для фиксации работника во время выполнения работ на высоте и обеспечения опоры под ногами. Их выбор оправдан, если при этом для сохранения устойчивости необходимо дополнительно держаться руками. Системы эвакуации и спасения должны обеспечивать спуск человека с высоты в течение 10 минут. За это время он не успевает получить травмы, вызванные подвешенным состоянием. Такие системы могут оснащаться встроенной лебедкой, переносным анкерным устройством или индивидуальным спасательным устройством для самостоятельного спуска.

Пропиленовые защитно-улавливающие сетки (ПЗУС) представляют собой очень плотные и мощные сеточные материалы, которые сплетают из плотных полимерных нитей. Тип нитей, прочность и шаг сеточных клеток определяется тем, где конкретно они будут использоваться. Материалы, необходимые для создания улавливающих сетей (УС), делят на несколько видов. По типу плетения и используемых волокон сетки делят на полиамидные и полипропиленовые. Полиамидные образцы имеют меньший размер клеток. Клетки у них, как правило, имеют габариты от 20 до 50 мм. Здесь используется крученая полиамидная нить и специальная рыболовная проволока. Такие сетки часто применяются для оборудования строительных лесов.

Полипропиленовая сетка намного прочнее и шаг сетки у них крупнее. Этот показатель здесь равен 50 — 120 мм. Толщина нити тоже увеличена и начинается от 5 мм. Она прочнее полиамидной, лучше справляется с нагрузками и способна удерживать крупный вес. Однако срок их эксплуатации довольно мал. Дешевые материалы нельзя использовать больше, чем 2 года подряд.

Так же можно выделить типы УС: узловые, безузловые. Эти два различия касаются скорее технологии устройства самой сетки и по сути, серьезного влияния на ее характеристики не оказывают. Но все же заметим, что безузловые модели чаще применяются для мелких работ (маскировки фасадов, вертикальной защиты строительных лесов и т.д.) Определенные различия вносит тип крепления сетки. По этому параметру ее делят на: вертикальную, горизонтальную, наклонную.

Вертикальная сетка применяется для обвязки фасадов, строительных лесов и других подобных конструкций. Ее задача – предотвращения падения с конструкций людей, в случае неосторожности. Особенно это касается строительных лесов, где люди работают постоянно и могут оступиться. Не будь на внешней конструкции лесов натянутой сетки, несчастные случаи бы серьезно участились.

Горизонтальные натягивают над опасными участками. Делается это для защиты работающих внизу людей от падающих предметов. Чаще всего такими материалами пользуются при постройке многоэтажек, во время проведения фасадных или монолитных работ. Горизонтальная сетка без проблем остановит падающий молоток, кирпич, уберет мелкий мусор, раствор и т.д. При падении действительно тяжелого предмета (около 50 кг и более) с большой высоты, она не так эффективна, но все же способна погасить первый удар и смазать изначальную траекторию полета. Наклонные сетки применяются на большой высоте. Наклонная сетка удержит от падения и человека, и крупный предмет. Монтируют ее под определенным углом на этаже, что на 2-3 уровня ниже основной рабочей площадки [3]. Существуют также декоративные разновидности таких изделий. К ним относят образцы с мелкой структурой и ячейками размером до 20 — 50 мм. Сплетают такие сетки по довольно простой технологии и их задача заключается скорее в маскировке строительных работ. Но при этом они защищают внешнюю среду от пыли, а также от производственного шума.

Строительная отрасль по числу несчастных случаев относится к наиболее травмоопасным видам экономической деятельности. При этом около половины повреждений здоровья возникают в результате падений работника с высоты, которые происходят в процессе проведения монтажных, бетонных, отделочных и любых других строительных работ. Коллективные и индивидуальные защитные системы безопасности позволяют снизить риски получения травм, сохранить оптимальную работоспособность персонала и обеспечить необходимое качество выполнения производственного задания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Правила по охране труда в строительстве. Утв. Министерством труда и социальной защиты РФ приказом №336н от 1.06.2015 г.
2. *Вершинин И.Ю.* Все выше и выше...// Охрана труда и техника безопасности в строительстве. – 2015 - №5 – с.12-14
3. *Бейтуганов З.М.* Применение защитно-улавливающих сеток сохраняет жизнь строителей. // Охрана труда и техника безопасности в строительстве. – 2015 - №5 – с. 38-40.

СЕКЦИЯ ДЕРЕВЯННЫХ И МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Студент 4 курса 8 группы ИГЭС Киселев С.С.

Научный руководитель - доц., канд. техн. наук, доц. А.Г. Абовян

УСИЛЕНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

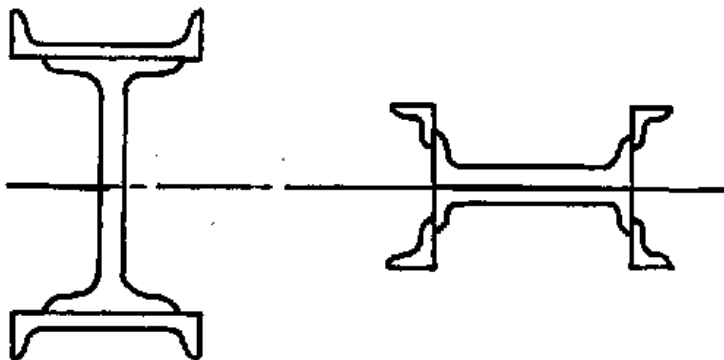
Усиление конструкций – действия, направленные на увеличение продолжительности эксплуатации несущих конструкций без их замены, путем внесения изменений в саму конструкцию.

Причины для усиления конструкций могут быть следующие:

- реконструкция или модернизация оборудования производственного здания;
 - износ конструкций в результате их работы;
 - коррозия;
 - природные и климатические воздействия на конструкции;
 - нарушение правил эксплуатации конструкций;
 - дефекты в результате транспортировки и монтажа конструкций;
 - неверно запроектированные конструкции, дефекты, полученные во время производства, нарушение технологии производства.
- изменение района ветрового, снегового или сейсмического воздействия.

Усиление конструкций возможно осуществить следующими методами:

- увеличением площади сечений;
- изменениями конструктивной схемы;
- усилением соединений;
- установкой дополнительных распорок, связей и т.д.



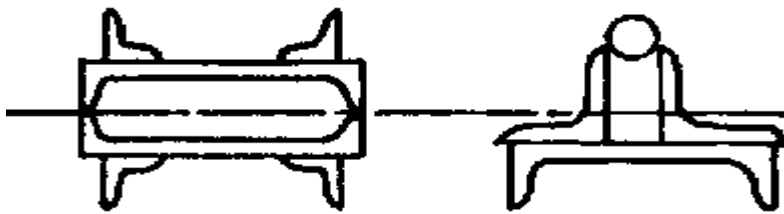


Рис. 1. Увеличение площади сечений

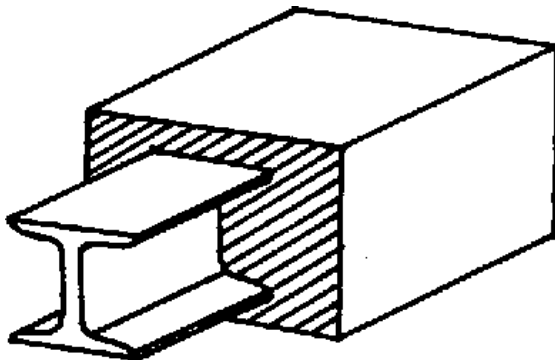


Рис. 2. Усиление путем обетонирования конструкции

Усиление часто проводится сразу несколькими способами.

В настоящее время усиление конструкций проводится так же с использованием углеродного волокна. Рулонный слой углеволокна приклеивают на внешние поверхности конструкции для повышения прочности и жесткости. Данный вид внешнего армирования используется для обеспечения безотказного использования уникальных, дорогостоящих и исторически важных сооружений, когда демонтаж или замена конструкций обходится значительно дороже, чем ремонт и реконструкция.

На рисунке 4 показано усиление железобетонной балки с помощью углеволокна в виду малого количества других способов усиления, как это возможно с металлоконструкциями.



Рис. 3. Усиление путем наклеивания слоя углеволокна

Применение усиления конструкций должно быть экономически обоснованным.

Усиление проводится согласно обследованию конструкций, в результате которого должно быть получено следующее:

- документы о геометрических характеристиках конструкций;
- документы об эксплуатации данных конструкций;
- документы, в которых указаны отклонения от проекта, СП, СНиП или ГОСТ;
- документы, в которых указаны дефекты данной конструкции;
- документы о результатах геодезического обследования ;
- документы по результатам химического анализа и механических испытаний стали соответствующей данной конструкции;
- документы о несущей способности данной конструкции.

Следовательно , правильное усиление конструкций существенно повысит их несущую способность и сроки эксплуатации.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кудишин Ю.И., Беденя Е.И., Игнатъева В.С.* Металлические конструкции. Учебник под ред. Ю. И. Кудишина. 10-е издание. М: Академия, 2007.
2. *Золоторевский В.С.* Механические свойства металлов - 3-е изд., перераб. и доп. - М.: МИСИС, 1998. -400 с.
3. *Герахрд Шнете* Надежность несущих строительных конструкций. Москва: Стройиздат, 1994 г. — 288 с.
4. *Кикин А.И.* Повышение долговечности металлических конструкций промышленных зданий. М.: Стройиздат, 1984. – 301с.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ГРУЗОВЫХ КОНТЕЙНЕРОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В малом строительстве все больше и больше оборотов набирает строительство из грузовых контейнеров. Казалось бы, как можно использовать морские контейнеры при возведении домов, кафе и других малоэтажных зданий?

На самом деле, такой способ возведения сооружения координально снижает стоимость постройки и сроки сдачи проекта.

Для примера, рассмотрим бар-магазин крафтового пива «Крафтейнер», сделанный из морского грузоперевозочного контейнера в 40 футов (рис. 1).



Рис. 1. Бар-магазин «Крафтейнер»

Данное решение имеет ряд преимуществ перед возведением стандартного здания:

1. Быстрота возведения постройки. Заказчику не приходится заказывать дополнительный объем работ и вместо бетонного фундамента можно установить деревянную подставку.

2. Удобство планировки. При постройке маловероятны ошибки идущие от человеческого фактора, так как размеры контейнера известны изначально и уменьшение площади может быть только при неправильном утеплении.

3. Возможность транспортировки сооружения. Это один из главных плюсов, так как при непредвиденных ситуациях, имеется возможность перенести постройку в другое место без больших затрат, с

помощью одного грузового автомобиля. Если бы на его месте построили обычное здание, то при надобности перемещения, понадобилось бы несколько дней и приличная сумма денежных средств.

4. Интересный архитектурный вид. Городскому жителю интересны нестандартные подходы к строительству и конечно, такое здание притягивает взгляд.

Цена постройки обойдется выгоднее, чем возведение полноценного бара с такими размерами. Цена бар-магазина, изготовленного из старого грузового контейнера, составляет приблизительно 1.200.000 Р.

Объем работ:

1. Дизайн проект.
 2. Покупка контейнера.
 3. Пескоструйная очистка от химикатов и покрытие антикоррозийным слоем, безопасным для человека.
 4. Покраска.
 5. Утепление стен, пола, потолка.
 6. Облицовка листами гипсокартона.
 7. Покрытие пола плиткой.
 8. Установка электрощитка.
 9. Внутренняя отделка стен и потолка.
 10. Установка панорамной двери.
 11. Остекление помещения.
 12. Размещение розеток и выключателей в соответствии с проектом
- Планировка у помещения проста, она изображена на рис. 2.

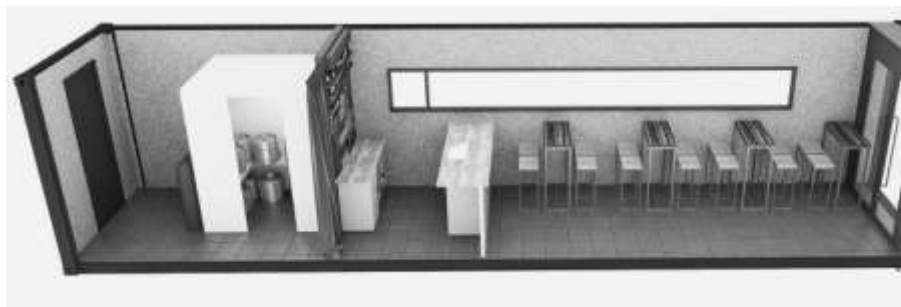


Рис. 2. Планировка бар-магазина «Крафтейнер»

С одной стороны может показаться, что мало места, но больше и не нужно. В зимний период спрос на ассортимент не велик и места хватает всем, а в летний период вблизи здания устранивают стулья и столы. Пример использования пространства вокруг постройки на рис. 3.



Рис. 3. Использование пространства Бар-магазина «Крафтейнер»

Исходя из вышеизложенного, можно констатировать, что такие сооружения выгоднее осуществлять из старых грузовых контейнеров, вместо постройки стационарного здания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. [электронный ресурс] Cargotecture – Крафтейнер
<http://cargotecture.tilda.ws/pr1>

Студентка 4 курса 9 группы ИСА Иванкина М.С.

Научный руководитель – доц., канд. техн. наук, доц. Ф.А. Бойтемиров

МНОГОФУНКЦИОНАЛЬНОСТЬ ДРЕВЕСИНЫ В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Древесина издревле использовалась в строительстве. Еще наши предки поняли, какими уникальными характеристиками обладает этот материал:

-высокая удельная прочность (отношение предела прочности к ее плотности);

-высокий предел огнестойкости клееных элементов сплошного сечения;

-малая теплопроводность и легкость обработки;

-высокая сейсмостойкость и морозостойкость;

-возобновляемость ресурсов;

-эффективный воздухообмен между помещениями и наружной средой, обусловленный пористостью древесины.

Благодаря изобретению высокопрочных клеев в комбинации с древесиной, удалось выявить новый конструкционный материал, который стал соперничать и даже превосходить железобетонные и металлические конструкции по эксплуатационным и техническим параметрам.

Проведенные исследования показывают, что при пролетах 18-24 м применение деревянных несущих конструкций покрытий по сравнению с железобетонными, сокращает затраты на сталь в 2-3 раза и не требует расходов на цемент. Поскольку древесина в 5 раз легче железобетона, значительно уменьшается вес покрытий, сокращается объем фундамента, что дает экономию транспортных и монтажных работ.

Все больше на слуху имена архитекторов-первопроходцев, которые создают 100-метровые деревянные башни, многоэтажные здания, жилые комплексы и, казалось бы, парящие в воздухе конструкции.

Но перейдем к примерам: японский архитектор Шигеру Бан, получивший получил Притцкеровскую премию, известен не только своими быстровозводимыми домами для переселения людей, пострадавших от стихийных бедствий, но также грандиозными архитектурными сооружениями, в которых он умело использует древесину.

Шигеру Бан поясняет свой выбор тем, что замену конструктивной детали у бетонной конструкции будет осуществить совсем не просто, по сравнению с ситуацией, когда мы будем использовать о основе несущих конструкций древесину.

Кроме того, фасад здания действительно становится максимально прозрачным и легким.

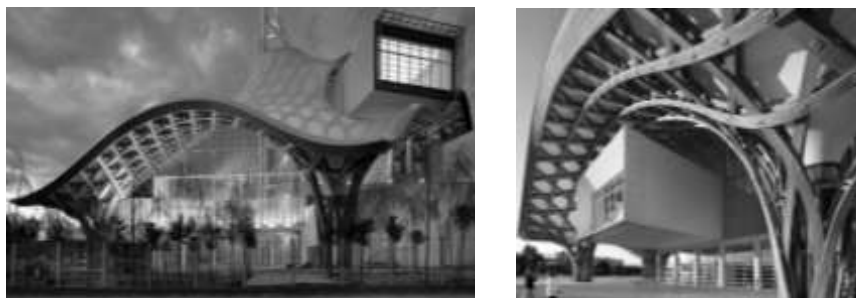


Рис. 1. Музей современного искусства в Меце, Париж
(арх. Шигеру Бан)

Еще одной исключительной особенностью сооружений, в которых используются деревянные конструкции есть их высокая сейсмостойкость относительно железобетонных и стальных конструкций одинаковых пролетов. Сочетание прочностных и упругих характеристик древесины способствуют применению деревянных конструкций в сейсмоопасных районах. Здания с несущим каркасом из древесины позволяют выдерживать землетрясения до 9 баллов по шкале Рихтера.

Нельзя не упомянуть про высокий предел огнестойкости КДК который приближает дерево к разряду самых безопасных строительных материалов. На основе проведенных испытаний сделан вывод о возможности применения несущих деревянных конструкций сплошного сечения покрытий вместо незащищенных металлических конструкций. Слой угля, образующийся во время горения по периметру поперечного сечения, замедляет нагрев внутренних слоев древесины. В связи с этим деревянные конструкции сохраняют несущую способность при температуре 750°C , на ряду с этим, стальные конструкции утрачивают ее при 450°C .

Важным показателем является низкая теплопроводность, брус толщиной в 0,2 м эквивалентен кирпичной стене толщиной в 0,5 м.

Дерево-самый экологически чистый материал. Оно не только не наносит вреда природе, но и оказывает благоприятное воздействие на деятельность людей. В домах из дерева всегда свежий и чистый воздух, так как древесина имеет свойство очищать его и обеззараживать, благодаря неким соединениям, находящимся в ее составе.

Для сохранения гармонии с природой мосты, смотровые башни и иные сооружения, находящиеся вблизи леса нередко выполняют с применением несущих конструкций из древесины.



Рис. 2. Обзорная башня Baumwipfelpfad в Германии
(арх. Йозеф Штёгер)

Для улучшения экологической ситуации правительства многих стран делает упор на строительство различных объектов с применением деревянных несущих конструкций, делая возможным увеличение пролетов и повышение этажности зданий и сооружений. Древесина всегда удивляла своей гибкостью и универсальностью и даже сейчас в мире полным новых строительных материалов, архитекторы и проектировщики зачастую отдают предпочтение деревянным конструкциям.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. К.-Г. Гётц и др., Атлас деревянных конструкций. М.: Стройиздат, 1985 г.
2. Уилл Прайс. Архитектура в дереве. М.: Изд.: Бертельсманн, 2006.
3. Бойтемиров Ф.А. Конструкции из дерева и пластмасс. М.: Изд. центр "Академия", 2013 г.
4. Красовский М.В. Энциклопедия русской архитектуры. Деревянное зодчество. Спб.: Изд. центр «САТИСЬ», 2002 г.

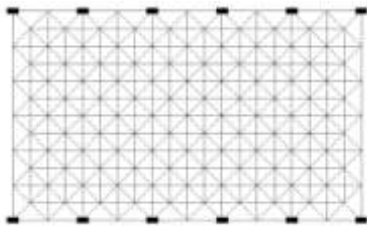
ПОИСК ОПТИМАЛЬНОГО РЕШЕНИЯ СТРУКТУРНОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ С РАЗЛИЧНЫМИ ВАРИАНТАМИ ОПИРАНИЯ

В настоящем исследовании поставлена задача поиска оптимального проектного решения структурной плиты покрытия методом параметрической оптимизации [1].

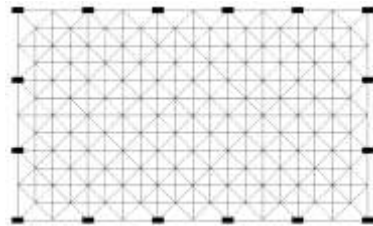
Примем следующие исходные данные: размер структурной плиты (структуры) в плане: 30x18 м; высота структуры: 1,8 м.; ячейка структуры: 3x3 м; сталь структуры: С345; сталь колонн: С245; высота колонн – 8,8 м (до верхнего пояса), 7 м (до нижнего пояса); тип сечения: трубы электросварные прямошовные по ГОСТ 10704-91.; сопряжения всех элементов – шарнирные.

В качестве действующих нагрузок принимались следующие (приведены значения расчетных нагрузок): постоянная – нагрузка от покрытия (от профнастила: 0,105 кН/м², от прогонов: 0,104 кН/м), а также собственный вес структуры, который задавался автоматически ПК SCAD Office 21.1 и изменялся на каждой итерации подбора сечений групп конструктивных элементов. Снеговая нагрузка – 2,8 кН/м² (IV снеговой район, г. Архангельск).

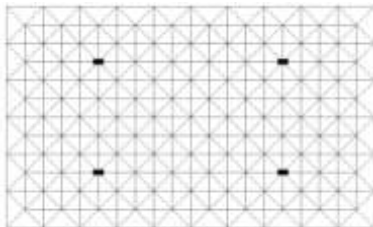
В качестве изменяемых параметров приняты четыре варианта расположения колон (рис. 1).



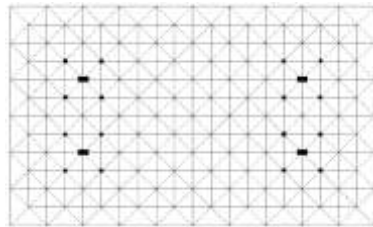
а



б



в



г

Рис. 1. Варианты расположения колонн:

- а) Контурное опирание по двум сторонам верхнего пояса (шаг 6 м),
- б) Контурное опирание по четырем сторонам верхнего пояса (шаг 6 м),
- в) Внутриконтурное опирание на четыре колонны,
- г) Внутриконтурное опирание на четыре колонны с капителями.

Ранее проводились подобные исследования для других значений переменных проектирования [2].

Результаты расчета

По результатам подбора сечений в соответствии с нормативными требованиями [3] с использованием вычислительного комплекса SCAD были приняты следующие размеры сечений конструктивных групп элементов (табл. 1):

Таблица 1

Результаты подбора сечений

| Вариант расп. колонн | Конструктивная группа элементов | | | | |
|----------------------------|---------------------------------|----------------|---------|------------|----------|
| | Верхний пояс | Нижний пояс | Раскосы | Колонны | Капители |
| 1 | D140x2 | D70x3.5 | D83x2 | D193.7x2 | - |
| 2 | D140x2 | D60x3.8 | D83x2 | D193.7x2 | - |
| 3 | D73x2.5 | D102x2 | D114x2 | D219x3.2 | - |
| 4 | D102x2 | D95x2 | D89x2 | D244.5x3.2 | D133x2 |

На основании результатов подбора сечений была определена масса для всех вариантов проектных решений, результаты которых приведены в таблице 2.

Таблица 2

Масса конструкции

| Вариант расп. колонн | Кол-во колонн, шт. | Масса структурной плиты, т | Масса колонн*, т | Масса итого, т |
|----------------------------|--------------------------|----------------------------------|---------------------|-------------------|
| 1 | 12 | 8.113 | 0.999 | 8.121 |
| 2 | 16 | 6.809 | 1.332 | 8.141 |
| 3 | 4 | 7.126 | 0.477 | 7.603 |
| 4 | 4 | 6.451 | 0.683 | 7.134 |

*Для четвертого варианта масса колонн посчитана совместно с массой капителей.

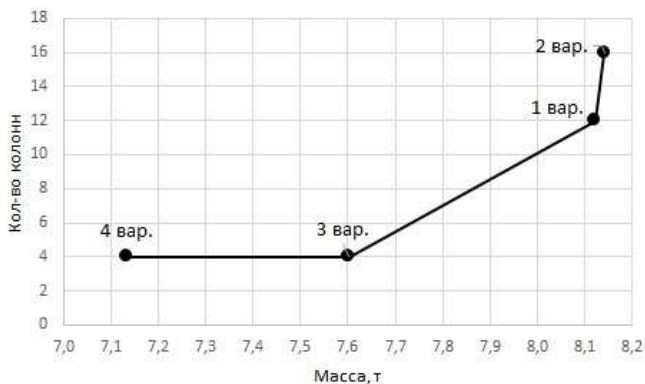


Рис. 2. Масса конструкции для различных вариантов опирания

Выводы

Из анализа полученных результатов можно сделать вывод, что наиболее эффективным вариантом по критерию металлоемкость является 3 и 4 вариант расположения колонн. Однако, учитывая, что четвертый вариант является более трудоемким, поскольку требует дополнительного устройства капителей, для дальнейшего проектирования принимаем третий вариант расположения колонн.

Для увеличения области допустимых значений задачи оптимизации следует увеличить количество переменных проектирования и диапазон их вариации. Подобную задачу наиболее эффективно решать путем разработки системы автоматизированного проектирования [4].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Василькин А.А., Денякова В.В.* Поиск оптимального проектного решения структурной плиты покрытия. Статья в сборнике конференции Теория сооружений: достижения и проблемы: материалы III всероссийской научно-практической конференции, 10-12 октября 2018 г. Махачкала / Дагестанский государственный технический университет - Махачкала: Изд-во ДГТУ, 2018. С. 26-32.
2. *Василькин А.А., Денякова В.В.* Регулирование напряженно-деформированного состояния структурной плиты покрытия // Инженерный вестник Дона, 2018, № 2. [Электронный ресурс]
3. *Парлашкевич В.С., Василькин А.А., Булатов О.Е.* Проектирование и расчет металлических конструкций. Учебное пособие. – М.: МГСУ, 2013.
4. *Василькин А.А., Щербина С.В., Денякова В.В.* Автоматизированный поиск конструктивного решения структурной плиты покрытия минимальной массы методом регулирования НДС // Известия вузов. Строительство. 2018. №4 (712) С. 19-31.

ОПТИМАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ КОЛОННЫ С РАЗЛИЧНЫМИ ТИПАМИ СЕЧЕНИЯ

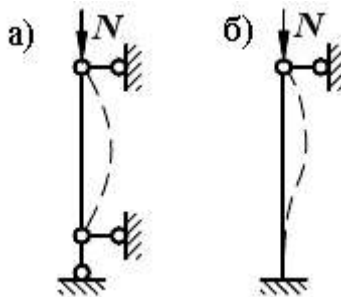
В данной статье по критерию металлоемкость сравниваются конструкции сплошных колонн с различным типом сечения и с различными расчетными схемами, с целью выявить наиболее эффективное из них. В качестве метода исследования принят метод параметрической оптимизации [1], согласно которому приняты изменяемые и неизменяемые параметры проектирования

Изменяемые параметры представлены имеют следующий диапазон значений (см. табл. 1)

Таблица 6

| Параметр | Диапазон |
|-------------------|--|
| Нагрузка | 0 - 6000 кН |
| Длина конструкции | 6м., 8м., 10м. |
| Расчетная схема | Шарнирная(а), жесткая(б) |
| Типы сечения | 1. Труба электросварная прямошовная по ГОСТ 10704-91.; 2. Сплошной двутавр колонного типа по ГОСТ 26020-83. |

Расчетные схемы:



Из неизменяемых параметров приняты: сталь конструкции класса С245.

Результаты расчета

Вычисления проводились с использованием программного комплекса Lira. Расчет был проведен в соответствии с нормативными требованиями [2]. Исходя из подобранных сечений были получены следующие результаты (рис. 1.2,3).

(Линия 1-труба с жестким закреплением, 2-труба с шарнирным закреплением, 3-сплошной двутавр с жестким закреплением, 4-сплошной двутавр с шарнирным закреплением.)

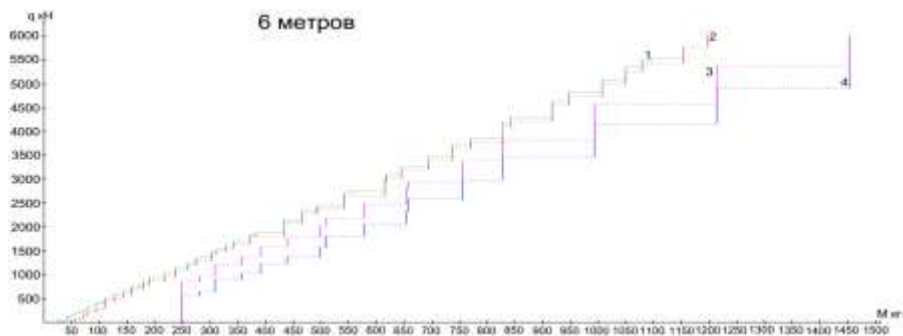


Рисунок 1.

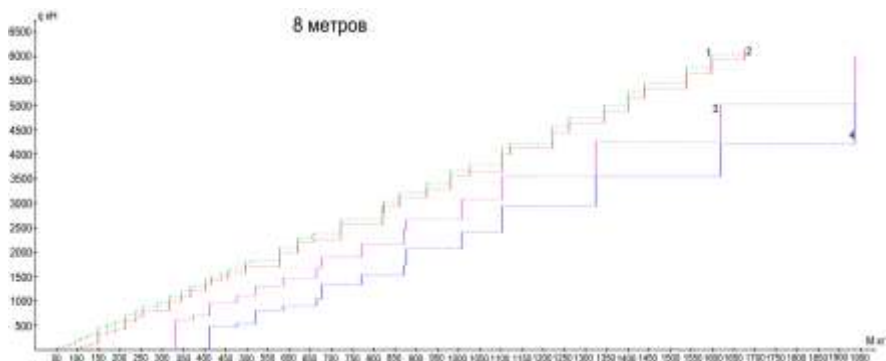


Рисунок 2.

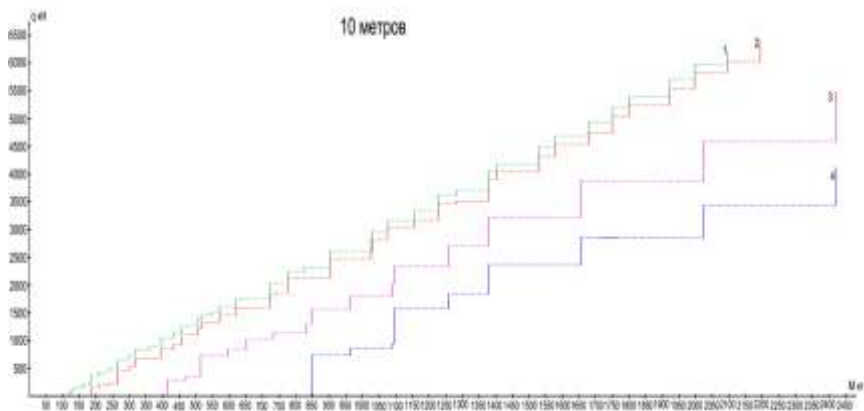


Рисунок 3.

Выводы

Из анализа полученных графиков следует, что труба менее металлоемка чем сплошной двутавр.

Экономичность трубы больше сплошного колонного двутавра из-за следующих факторов:

1. Труба удовлетворяет условию равноустойчивости.
2. Более развитый сортамент сечений.

Расчетная схема с жесткой заделкой эффективнее из за уменьшения расчетной длинны конструкции, что увеличивает устойчивость колонны.

В результате проведенного исследования можно сделать вывод, что наиболее эффективной конструкцией по критерию металлоемкость является колонна с трубчатым сечением и расчетной схемой с жестким закреплением.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Василькин А.А.* Интеграция инструментов структурной и параметрической оптимизации на этапе поискового проектирования стальных конструкций // Научный журнал строительства и архитектуры. 2018. № 1 (49). С. 22-28.

2. *Парлашкевич В.С., Василькин А.А., Булатов О.Е.* Проектирование и расчет металлических конструкций. Учебное пособие. – М.: МГСУ, 2013.

ВЛИЯНИЕ ОСТАТОЧНЫХ СВАРОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ НА МЕСТНУЮ УСТОЙЧИВОСТЬ СТЕНКИ БАЛКИ

Исследование влияний остаточных сварочных напряжений на местную устойчивость элементов составного сечения позволяет выявить дополнительные резервы несущей способности тонкостенных сечений. Например, в балках сварные швы ребер жесткости заметно повышают устойчивость стенки (до 10-12%). В опубликованных работах, например [2,], внимание, как правило, уделяется их отрицательному влиянию. Однако это влияние может быть как положительным, так и отрицательным. В данной статье показано, что остаточные сварочные напряжения (ОСН) в ряде случаев способствуют повышению местной устойчивости стенки двутавровой балки. Степень этого воздействия находится в зависимости от материала балки, сварочных материалов, величины тепловложения, геометрических параметров свариваемого элемента и порядка выполнения швов. В статье изложена метод, который дает нам возможность, учитывая остаточные сварочные напряжения, проверить местную устойчивость стенки. Ее использование позволяет определить ОСН в балках и произвести проверку местной устойчивости стенки балки в полном соответствии с СП 16.13330.2017.

При проверке местной устойчивости стенки балки с учетом ОСН следует определить остаточные напряжения от сварки поясных швов, остаточные напряжения от швов, соединяющих поперечные ребра со стенкой балки, напряжения от внешней нагрузки и затем проверить местную устойчивость стенки балки с учетом ОСН.

Цель исследований – оценить степень положительного влияния сварочных напряжений на стенку.

Все числовые вычисления изложены в трудах [1].

В нашем рассмотрении была взята балка длиной $l = 6$ метров, в которой: толщина стенки $s = 6$ мм; высота стенки $h = 850$ мм; толщина полок $t = 15$ мм; ребра жесткости шириной $b = 60$ мм. Марка стали С245. На опорные ребра прикладывалась сосредоточенная сила 15т.

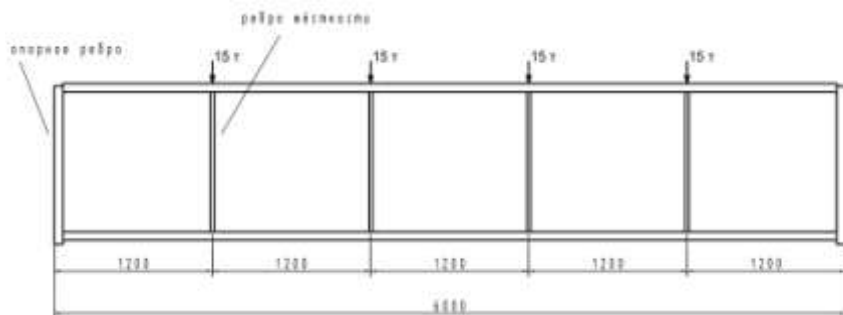


Рис.1. Образец испытываемой балки

Остаточные напряжения являются следствием развития пластических деформаций, развившихся в процессе сварочного цикла. Для определения остаточных напряжений использовался следующий подход: балка расчленяется на полки и стенку, которые рассматриваются отдельно, определяются напряжения в полках и стенке, а затем учитывается их совместная деформация.

Проверка местной устойчивости стенки балки с учетом остаточных сварочных напряжений производится по СП 16.13330.2017. Наличие ОСН напряжений приводит к изменению распределения напряжений в стенке балки (рис.2). При взаимодействии напряжений от нагрузки с остаточными напряжениями происходит смещение нулевой линии и меняется эффективная высота стенки балки.

Проверку местной устойчивости стенки балки производим по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_n + \sigma_{w,ост}^I + \sigma_{w,n}}{\sigma_{cr,ост}} + \frac{\sigma_{loc,n}}{\sigma_{cr,loc\,ост}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr,ост}}\right)} < 0.9 * \gamma_c$$

где σ_n и $\sigma_{loc,n}$ – напряжения от изгибающего момента и локальной нагрузки;

$\sigma_{cr,ост}$, $\sigma_{cr,loc\,ост}$ и $\tau_{cr,ост}$ – критические напряжения, определенные с учетом измененной эффективной высоты стенки балки при наличии остаточных сварочных деформаций.

Анализируя рис.2, нужно сказать следующее – сначала зона сжатия увеличивается за счет остаточных напряжений поясных швов, суммарная эпюра смещается в положение 1, но при учете поперечных швов от ребер жесткости, она наоборот начинает уменьшаться и смещается в положение 2.

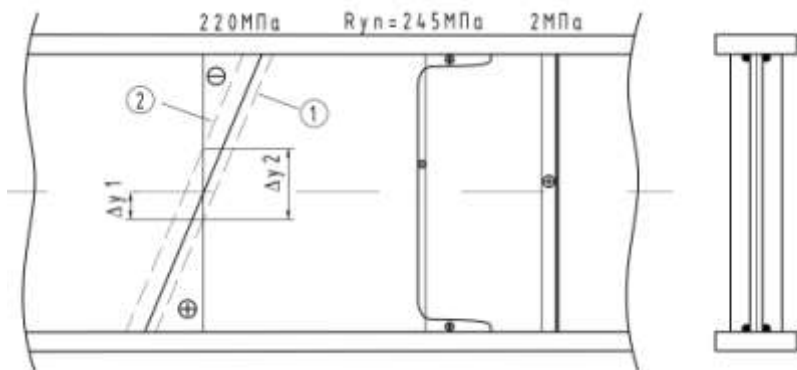


Рис.2. Распределение напряжений в стенке балки от внешней нагрузки и остаточных сварочных напряжений.

В общем-то говоря, наличие остаточных напряжений от сварки поясных швов, соединяющих полку со стенкой, способствует повышению ее устойчивости. При этом поясные швы могут снизить устойчивость стенки в соответствии с изменением уровня напряжений и эффективной высоты балки в то время, как поперечные швы от ребер жесткости всегда повышают устойчивость стенки. Суммарное воздействие поясных швов и поперечных швов от жесткости, как правило, носит положительный характер, т.е. повышает устойчивость стенки на 10-12%. И следовательно, мы можем сэкономить металл.

При развитии пластических деформаций от внешних усилий в балке принцип учета ОСН при проверке устойчивости остается прежним. При этом следует просуммировать упругопластические деформации от нагрузки и внутренние сварочные деформации и учесть перераспределение напряжений при суммарном значении деформаций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Игнатъева В.С., Вершинин В.П.* Влияние остаточных сварочных напряжений на местную устойчивость стенки // *Металлические конструкции. Сборник трудов.* 1984. С.91-103.
2. *Оверблом Н.О.* Проектирование технологии изготовления сварных конструкций. Судпроимгизм.
3. *Шелестенко Л.П.* Влияние собственных остаточных напряжений на устойчивость сварных стержней. ЦНШС Минтранс троя СССР. Сообщение 1ь 76, М., 1976, с. 4-31.

Студент 4 курса 5 группы ИСА **Зенкин П.В.**, студент ПГСм -67г ГОУ ВПО “Донбасская национальная академия строительства и архитектуры” **Шукина Л.С.**
 Научный руководитель – доц., канд. техн. наук, доц. **И.М. Гаранжа**



ФЕРМЫ ПОКРЫТИЯ НА ОСНОВЕ СТАЛЬНЫХ ГНУТО-СВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ, ЗАПОЛНЕННЫХ БЕТОНОМ

Современное строительство характеризуется увеличением высоты сооружений и пролетов перекрытий. Это требует применения стержней, обладающих высокой несущей способностью при малых поперечных сечениях. Одним из решений этой проблемы является применение трубобетонных конструкций. **Целью** исследования является анализ изменения несущей способности, жесткости и материалоемкости стержневых конструкций покрытия зданий с использованием пустотелых и заполненных бетоном стальных ГСП на основании существующих отечественных и зарубежных методик.

Были рассмотрены фермы типа «Молодечно» пролетами (L) 18 и 24 м., высота фермы (H) 2м., сталь С245, заполнение сжатого пояса - бетон В12.5. Ферма рассчитана на основные сочетания нагрузок. Снеговая нагрузка принята для Петропавловска-Камчатского: 8 район. Расчет произведен в программном комплексе SCAD Soft 21.1.1.1.

Используя методику СП 16.13330.2011 проверена возможность применения подобранных сечений элементов ферм, учитывая особенности работы узлов ферм из ГСП. В результате расчета определялась несущая способность пояса на продавливание и вырывание, несущая способность стенки пояса в месте примыкания сжатого элемента решетки, несущая способность элемента решетки в зоне примыкания к поясу, несущая способность сварных швов крепления решетки к поясу.

Подобранные сечения квадратного профиля:

| Пролет 18 м | Пролет 24 м |
|---|---|
| Сжатый пояс – 160x8 | Сжатый пояс – 200x11,5 |
| Растянутый пояс – 140x6 | Растянутый пояс – 180x10 |
| Опорный раскос – 120x6 | Опорный раскос – 140x6 |
| Другие элементы решетки – 100x4 | Другие элементы решетки – 120x6 |
| Стойка – 80x3 | Стойка – 80x3 |
| Расчетные схемы ферм | |
|  |  |

При добавлении бетона в верхний пояс становится ясно, что такие факторы, как продавливание пояса и потеря устойчивости его стенок не являются определяющими, и наиболее приоритетным становится вопрос вырывания участка пояса.

Задача снижения материалоемкости имеет два пути решения: снижение толщины профиля при неизменных габаритах, либо уменьшение высоты и ширины профиля. В результате, возможное изменение пояса не дало возможности варьировать одной лишь толщиной, и, в дальнейшем, подбирались трубобетонные элементы сечением из квадратного профиля минимального размера, проходящие по вырыванию стенки и несущей способности по каждой из существующих методик. Однако, конструктивные особенности фермы из ГСП не позволяют сделать ширину пояса меньше или равной ширине раскоса.

Для фермы пролетом 18 метров из-за условия вырывания участка пояса и конструктивных особенностей минимально возможное сечение – 140x7. Однако анализ методик показал следующие результаты:

- **По методике ДБН по устойчивости проходит трубобетонный профиль сечением 110x7**
- Согласно расчету по методике ЦНИИПСК из-за условия устойчивости стержня не представляется возможным использовать сечение меньше, чем 140x7
- Результат расчета стержня как железобетонного элемента с жестким армированием показал невозможность из-за условия устойчивости использования сечения даже 140x7
- Китайская методика для круглого сечения показала большой запас в устойчивости, и возможность использования сечения 80x7
- Согласно китайской методике для полигонального сечения по устойчивости проходит сечение 120x7
- Ведя расчет стержня, используя характеристики приведенного сечения, убедились, что даже сечение 140x7 не прошло на общую устойчивость
- Методика СП «Сталежелезобетонные конструкции» дала такой же результат, как и китайская методика для полигональных сечений.

Для фермы пролетом 24 метра из-за условия вырывания участка пояса и конструктивных особенностей минимально возможное сечение для большинства методик – 180x10. Однако анализ показал следующие результаты:

- По методике ДБН по устойчивости проходит трубобетонный профиль сечением 180x10
- Согласно расчету по методике ЦНИИпск из-за условия устойчивости стержня не представляется возможным использовать сечение меньше, чем 180x10
- Результат расчета стержня как железобетонного элемента с жестким армированием показал невозможность из-за условия устойчивости использования сечения даже 180x10
- Китайская методика для круглого сечения показала большой запас в устойчивости, и возможность использования сечения 150x10. Данное сечение, в том числе, прошло по условию вырывания
- Согласно китайской методике для полигонального сечения из-за условия устойчивости не удастся использовать сечение меньше, чем 180x10
- Ведя расчет стержня, используя характеристики приведенного сечения, убедились, что даже сечение 180x10 не прошло на общую устойчивость
- Методика СП «Сталежелезобетонные конструкции» дала такой же результат, как и китайская методика для полигональных сечений.

Сравнительная характеристика массы верхнего пояса

| 18 метров | 24 метра |
|------------------------|-------------------------|
| Без бетона: 656.28 кг. | Без бетона: 1526.64 кг. |
| С бетоном: 1199.6 кг. | С бетоном: 2715.4 кг. |

Сравнительная характеристика прогибов фермы

| 18 метров | 24 метра |
|----------------------|----------------------|
| Без бетона: 39.7 мм. | Без бетона: 63.9 мм. |
| С бетоном: 37.8 мм. | С бетоном: 59.6 мм. |

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции»
2. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции»
3. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные»

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПЛОСКИХ СТАЛЬНЫХ И СТАЛЕБЕТОННЫХ РАМ ПРИ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЕ С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ

В настоящее время прогрессирующие темпы строительства ведут к увеличению этажности и размеров зданий и сооружений. Высотные и большепролетные здания существенно влияют на грунтовое основание, что влечет изменение процесса формирования напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций. Ввиду того появляется необходимость исследования совместной работы системы «здание» - «грунтовое основание». Влияние основания на работу конструкций зданий заключается в возникновении неравномерных линейных и угловых перемещений фундаментов, а степень взаимовлияния усилий в наземных конструкциях, фундаментах и основании зависит от конструктивных решений зданий и свойств грунтов. Учет совместной работы каркаса и грунта позволяет более эффективно распределить материал элементов каркаса, повысить их надежность. Проектирование уникальных зданий и сооружений без учета совместной работы каркаса и грунтового основания ведет к искажению реальной картины деформирования здания и основания.

На данном этапе проанализируем одну плоскую одноэтажную однопролетную поперечную раму. Основные характеристики конструкции: Пролет рамы (L) 36 м., Высота рамы (H) 10 м., Соприжение ригеля с рамой: жесткое, фундамент моделируется пластиной (Рис.1).



а) Песок, средней крупности, б) Глина, мягкопластичная средней плотности.

Фундамент – пластина

$b \times l = 2 \times 1.6$ м.

Фундамент – пластина

$b \times l = 2.4 \times 2.4$ м.

Рис.1. Расчетная схема поперечной рамы $L \times H = 36 \times 10$ м.

Характеристики грунтов:

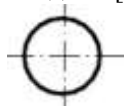
1. Песок, средней крупности, средней плотности: Расчетное сопротивление $R_0=400$ кПа; Модуль деформации $E=3000$ т/м³; Коэффициент Пуассона $\nu=0,3$; Коэффициент пористости $e=0,65$

2. Глина, мягкопластичная: Расчетное сопротивление $R_0=194,35$ кПа; Модуль деформации $E=1500$ т/м³; Коэффициент Пуассона $\nu=0,42$; Коэффициент пористости $e=0,72$ [1].

Также рассмотрим два материала:

1. Металлическая труба по ГОСТ 10704-91: Для колонны – сечение 530x16 мм (Рис.2 а.); для ригеля – сечение 377x8 мм (Рис.2 б.).

2. Трубобетонная труба, полость металлической трубы заполнена бетоном В12.5: Для колонны – сечение 530x16 мм., ж/б ядро- 498 мм. (Рис.3 а.); для ригеля – сечение 377x8 мм. ж/б ядро- 361 мм. (Рис.3 б.); Характеристики трубобетонного сечения вычислены с помощью методики [3].



а) Колонна



б) Ригель



а) Колонна



б) Ригель

Рис.2. Металлическая труба по ГОСТ 10704-91

Для возможности сравнения результатов под различные виды основания, были подобраны свои размеры фундамента, в зависимости от расчетного сопротивления грунта (Рис 1 а, б). Поперечная рама рассчитана на основные сочетания нагрузок. Нагрузки приняты для Москвы и Московской области: 2 ветровой и 3 снеговой район. Глубина заложения фундамента $d_m=1.5$ м., в соответствии со среднестатистической глубиной промерзания по Московской области. Расчет произведен в программном комплексе SCAD Soft 21.1.1.1. Грунтовое основание в соответствии с [2] представляется моделью линейно-деформируемой среды.

1. По теории Винклера с одним коэффициентом постели;
2. По теории Пастернака с двумя коэффициентами постели;

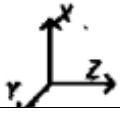
Результатом исследования является отличие перемещений двух точек в горизонтальном и вертикальном направлении.

| Точка на раме (Рис.1) | Материал элемента рамы | |
|--------------------------|------------------------|--------------------|
| | Металл/ Трубобетон | Металл/ Трубобетон |
| по оси x: т.1 (0;0;11.5) | 1,78% | 1,19% |
| по оси z: т.1 (0;0;11.5) | 9,76% | 10,72% |
| по оси z: т.2 (0;0;6.9) | 13,99% | 14,68% |

Изгибная жесткость сталежелезобетонного сечения выше на 10%, что положительно сказывается на перемещениях рамы в целом.

| Грунтовое основание | | |
|--------------------------|---------------------------|------------------------------------|
| | Песок/ мягкопластичная | Глина Песок/ мягкопластичная |
| по оси x: т.1 (0;0;11.5) | 33,04% | 33,44% |
| по оси z: т.1 (0;0;11.5) | 39,25% | 38,59% |
| по оси z: т.2 (0;0;6.9) | 7,24% | 6,49% |

Песчаный грунт более деформативный, в отличие от мягкопластичной глины, в следствие того что модуль деформации $E=3000 > E=1500 \text{ т/м}^3$ для песка и глины соответственно .

|  | Отличие моделей грунта по т. Винклера (C_1)/ по т. Пастернака ($C_1; C_2$) в зависимости от его вида | |
|---|--|-------|
| | Глинистый грунт | Песок |
| по оси x: т.1 (0;0;11.5) | 4,39% | 5,12% |
| по оси z: т.1 (0;0;11.5) | 5,02% | 5,75% |
| по оси z: т.2 (0;0;6.9) | 1,98% | 1,49% |

Отличие по т. Винклера и по т. Пастернака в среднем пределах 5%.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений». М. 2016 – 227с.
2. Леденев В.В. «Основания и фундаменты при сложных силовых воздействиях» ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2015. – 228с.
3. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные». М. 2016 – 132с.

ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ, ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ТРУБОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Труبوبетонные конструкции – это заключенный в металлическую трубу бетон, единая конструкция которых сочетает в себе наилучшие свойства стальных труб и бетона, учитывающие их преимущества и рациональную совместную работу [1].

Началом развития труبوبетонных конструкций можно считать испытания металлической трубы, заполненной бетоном, в виде колонны, проведенные в Париже 1902 года Джонсом Севелом, который хотел проверить препятствие развития коррозии на внутренней поверхности стальной трубы. При случайном перегрузе колонны оказалось, что у конструктивных элементов из труبوبетона несущая способность на 25% выше, чем суммарная несущая способность стальной трубы и бетона врознь, так как последний находится в условиях всестороннего обжатия стальной оболочкой, что в результате приводит к увеличению несущей способности, большую экономию самого бетона и стали. Именно это стало отправной точкой для исследования и применения труبوبетонных конструкций в мире [3].

Труبوبетонные конструкции имеют весьма широкое применение: мостостроение, конструкции опор линий электропередач, промышленное и гражданское строительство. Использование труبوبетонных конструкций рациональнее всего в элементах, воспринимающих большие сжимающие усилия. Опоры линии электропередач, высотных сооружений и мостов, колонны, сжатые пояса ферм и арок, стойки рамных конструкций [1].

Конструкции опор линий электропередач – рациональная область применения труبوبетона. Здесь большой экономический эффект дает замена сжатого пояса стволов и траверс на труبوبетонные, так как на них расходуется значительная часть металла. На сооружение линий электропередач (ЛЭП), проходящей через горный перевал в Швейцарии, на 1 км ЛЭП понадобилось бы 21,5 тонн стали при применении обычных конструкций, а при использовании труبوبетона – 7,5 тонн, что привело к уменьшению стоимости в 30-40% [2].

Наглядным примером воплощения всех наилучших свойств труبوبетона можно считать телебашню гиперболической формы в Гуанчжоу «Canton Tower», высотой 600 м, построенную в 2009 году как одно из самых высоких сооружений на планете. Не смотря на свою уникальную форму башня реализованная при помощи прямолинейных труبوبетонных элементов.

Сохранение устойчивости башни при ветровых потоках обеспечивается сквозной конструкцией и обтекаемостью элементов, так как они проходят сквозь без образования завихрений [3].

К перспективам развития трубобетонных конструкций можно отнести [5]:

1) Подбор составов самоуплотняющихся бетонов для получения удобоукладываемых смесей с применением различных добавок. Определение механических характеристик полученных составов.

2) Изучение особенностей совместной работы бетона и стальной трубы под нагрузкой:

– работа при воздействии сжимающих нагрузок;

– работа на изгиб;

– учет циклических и знакопеременных нагрузок с целью изучения их влияния на контакт между стальной трубой и бетоном;

– анализ влияния начальных напряжений в местахгиба стойки на общее напряженное состояние конструкции.

3) Контакт между стальной трубой и бетоном (физический процесс, способы создания, доля влияния на общую работу конструкции, возможность учета в аналитических расчетах).

4) Процессы усадки бетонов в трубе и их ползучести, а также значимость их влияния на НДС конструкции в целом.

5) Разработка единой методики создания конечно-элементных моделей трубобетонных конструкций (для использования при расчетах с использованием программных комплексов).

6) Изучение работы трубобетонных конструкций совместно с грунтовым основанием.

7) Исследование НДС основных конструктивных узлов (опорный и соединение секций трубобетонных стоек) и разработка новых:

8) Факторный анализ влияния на НДС и несущую способность трубобетонных конструкций их геометрических параметров и марок материалов (физико-механических характеристик материалов), с целью выработки единого подхода и рекомендаций к проектированию.

9) Изучение особенностей изготовления и монтажа.



Рис. 1. Телевизионная башня «Canton Tower»

10) Исследование поведения трубобетонных конструкций (особенно бетона внутри трубы) при динамических воздействиях.

11) Обоснование экономической целесообразности применения трубобетонных конструкций.

12) Создание нормативной базы по проектированию, изготовлению, монтажу и эксплуатации трубобетонных конструкций.

13) Изучение огнестойкости трубобетонных с поиском рациональных форм сечений и материалов для повышения вышеуказанного критерия.

Таким образом, трубобетонные конструкции эффективны и рациональны для применения в самых различных областях строительства, особенно в элементах, воспринимающих большие нагрузки с небольшими эксцентриситетами.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Стороженко Л.И., Плахотный П.И., Черный А.Я.* Расчет трубобетонных конструкций. – К.: Будивельник, 1991. – 120 с. – (Б-ка проектировщика).

2. *Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Труль В.А.* Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. М., Стройиздат, 1974, с. 144.

3. *Овчинников И.И., Овчинников И.Г., Чесноков Г.В., Михалдыкин Е.С.* О проблеме расчета трубобетонных конструкций с оболочкой из разных материалов. Часть 1. Опыт применения трубобетона с металлической оболочкой // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» Том 7, №4 (2015) <http://naukovedenie.ru/PDF/95TVN415.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ. DOI: 10.15862/95TVN415.

4. *Овчинников И.И., Овчинников И.Г., Чесноков Г.В., Михалдыкин Е.С.* О проблеме расчета трубобетонных конструкций с оболочкой из разных материалов. Часть 2. Расчет трубобетонных конструкций с металлической оболочкой // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» Том 7, №4 (2015) <http://naukovedenie.ru/PDF/112TVN415.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ. DOI: 10.15862/112TVN415.

5. *I. Garanzha, N. Vatin* Analytical Methods for Determination a Load Capacity of Concrete-Filled Tubes under Axial Compression, Applied Mechanics and Materials, Vols. 633-634 (2014), pp. 965-971,.

АРОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ В КАРКАСАХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Существенный скачок в развитии строительного производства в целом и, в частности, в гражданском и промышленном строительстве связан с развитием и распространением стальных и железобетонных каркасов. История развития строительства многоэтажных зданий насчитывает много столетий, и сама по себе является любопытным предметом для изучения.

Одним из основополагающих этапов развития многоэтажного строительства стал приход концепции рамных конструкций на смену несущим стенам, что повлекло к разделению конструкций на 2 типа: несущие и ограждающие. Все это в определенной мере стало результатом начала использования новых материалов, таких как железобетон, чугун и немного позднее сталь. Первые случаи использования металлических каркасов относятся к концу XIX века, но по-настоящему начало бурно развиваться в XX веке. Первопроходцами в данной сфере являлись США и именно там зародилось такое понятие как «skyscraper», то есть небоскреб. С этого момента началась гонка по принципу кто построит выше и сделает это быстрее. Появились такие известные всему миру небоскребы как «Крайслер Билдинг» «Эмпайр Стейт Билдинг» (рис. 1.), последний к слову дольше всех сохранял звание самого высокого здания в мире (381м) аж 41 год. Но прогресс не стоит на месте и с развитием технологий возрастали и возможности человечества в сфере строительства многоэтажных зданий, нынешний рекордсмен это Бурдж-Халифа (828м). Помимо роста каркасных зданий в высоту менялась и их конструктивная схема (рис. 2.).



Рис. 1.

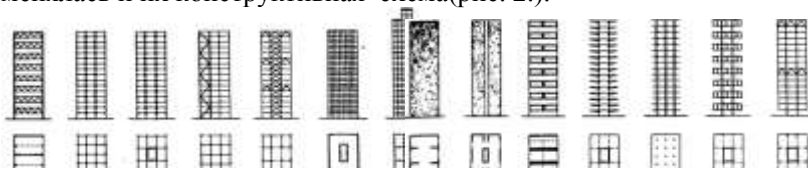


Рис. 2.

Виды конструктивных схем высотных строений.

- схема с фермами на весь этаж, расположенными в шахматном порядке;
- рамно-каркасная схема;
- каркасно-ствольная схема;
- каркасная схема с наличием решетчатых диафрагм жесткости;
- каркасная схема с решетчатыми горизонтальными поясами и решетчатым стволом;
- коробчато-ствольная схема;
- многосекционная коробчатая.
- бескаркасная схема с параллельными несущими стенами;
- ствольная схема с несущими стенами;
- коробчатая схема;
- схема с консольными перекрытиями в уровне всех этажей;
- каркасная схема с безбалочными плитами перекрытий;
- схема с консолями высотой на весь этаж в уровне каждого второго этажа здания;
- схема с подвешенными этажами;

Самыми популярными, в последние десятилетия, конструктивными схема являются две последние (m,n), а именно коробчато-ствольная и многосекционная коробчатая. Использование Данных схем позволяют строителям достигнуть самой большой высоты, и получить наиболее открытые пространства в междуэтажных перекрытиях.

Несмотря на огромное разнообразие внешнего вида зданий, их форм, в несущем каркасе этих зданий преобладают прямые линии и перпендикуляры. Арочные же конструкции используются редко и в основном в декоративных целях, для придания внешней выразительности здания, иногда в конструкциях покрытия, не более.

Идея использования арочных конструкций в металлическом каркасе здания заключается во включение данного конструктивного элемента в работу несущего каркаса и создания новых компоновочных форм и конструктивных решений (рис.3.). Данная концепция здания будет особенно востребована там, где высоко ценится каждый м² земли.

Здания подобной конструктивной схемы можно возводить над дорожным или железнодорожным полотном, тем самым используя огромный объем пространства что обычно в строительстве не задействован (только в Москве протяженность улиц составляет 4416,4 км, а ведь это огромный объем пространства что пропадает без какой либо пользы.), либо использовать освободившийся объем под зоны отдыха (парк, детская

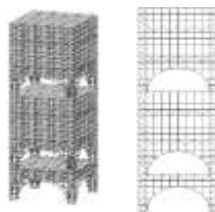


Рис. 3.

площадка), развлекательные заведения(бар, кафе), спортивная площадка(теннис, волейбол, баскетбол) и т.д. и т.п. В условиях плотной городской застройки и высокой стоимости земли, такое решение может позволить в минимум занятой под застройку площади вместить максимум полезного содержимого.

Несомненно, такое решение повлечет за собой ряд проблем, связанных как с узловыми соединениями так с расчетом сейсмических и ветровых нагрузок, внутренней компоновки здания и многое другое, но очевидная польза и выгода от новых конструктивных форм оправдывает дополнительные трудозатраты.

Дальнейшее исследование будет направленно на вопросы и проблемы, которые возникнут при использовании данного конструктивного решения, но уже сейчас можно увидеть перспективность данной идеи, ибо имеет высокую функциональность, широкий диапазон новых компоновочных решений, и конечно открывает перспективы к открытию целого класса архитектурных решений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Kaivani K.* Дизайн высотного строительства: прошлое, настоящее и будущее, 23 Австралазийская конференция по механике конструкций и материалов.
2. *Kaivani K.* Конструктивные инженерные решения для высотных зданий в Австралии. Symposium, June, Sydney, Australia (2008)

ВЛИЯНИЕ СТЕСНЕННОГО КРУЧЕНИЯ НА РАБОТУ БАЛОЧНЫХ СИСТЕМ

Металлические конструкции, применяемые в строительстве - универсальные, быстровозводимые за счет своей легкости, и при этом обладающие высокой несущей способностью. Конструктивные системы, в которых несущие элементы – балки, работающие преимущественно на поперечный изгиб, принято называть балочными системами. В качестве основы каркасной системы строительных конструкций быстровозводимых сооружений часто применяют легкие стальные тонкостенные стержни разного профиля (ЛСТК). Нагрузка, проходящая не через центр изгиба стержней, вызывает помимо деформаций изгиба деформации кручения [1].

Ранее кручение практически не упоминалось в строительных нормах. Существовало положение о недопущении кручения стержневых элементов в конструктивных схемах строительных объектов. На практике же сложно добиться выполнения данного требования из-за присутствия эксцентриситетов приложения нагрузок.

Степненное кручение возникает в элементах некруглого сечения при наличии связей, которые мешают свободному искажению (депланации) сечения. Особое внимание следует уделять действительной работе профилей с поперечным сечением в виде двутавра, швеллера, уголка. [2]

Явление стесненного кручения особенно опасно для балок, у которых центр тяжести сечения не совпадает с центром изгиба, вследствие чего происходит изгибное кручение, а следовательно, депланация поперечного сечения. При этом возможность депланации сечений при стесненном кручении, как правило, ограничивается самой конструктивной схемой. Ограничение возможности депланации сечений в тонкостенных стержнях открытого профиля вызывает в дополнение к касательным появлению также и нормальных взаимно уравновешенных в целом по сечению напряжений. Таким образом, в сечении появляется «пара» взаимно уравновешенных изгибающих моментов - бимомент. Потеря несущей способности стальных двутавровых балок при стесненном кручении возможна при значительных углах закручивания и вследствие потери прочности или местной устойчивости полок [1].

С увеличением эксцентриситета приложения нагрузки расчетные нормальные напряжения в сечении возрастают.

Для двутавровой шарнирно опертой по концам балки пролетом b_m и нагруженной равномерно распределенной по всему пролету поперечной нагрузкой, при эксцентриситете 1 см кручение повышает нормальные расчетные напряжения от 3,1% (I 16) до 16,5% (I 60a), [3].

На рис. 1 показана консольная балка симметричного составного двутаврового сечения с шириной полок 200 мм и высотой 400 мм. Рассматривается 4 типа загрузки сосредоточенной силой. С каждым последующим нагружением увеличивается эксцентриситет e . (рис. 1,б).



Рис. 1.

- а) Схема балки
б) Нагрузка

Таблица 1

Результаты загрузки консольной двутавровой балки

| № | Тип загрузки | Деформированная схема консоли | Изополя напряжений N_x верхнего пояса балки | Max норм. напр., МПа |
|---|------------------|-------------------------------|---|----------------------|
| 1 | $e=0 \text{ см}$ | | | 35.6 |
| 2 | $e=2 \text{ см}$ | | | 50.7 |
| 3 | $e=4 \text{ см}$ | | | 65.8 |
| 4 | $e=6 \text{ см}$ | | | 80.8 |

Центр изгиба совпадает с центром тяжести сечения. Расчет выполнен в многофункциональном программном комплексе ЛИРА-САПР. Результаты представлены в табл.1.

Численный эксперимент показывает, что сжатая и растянутая полки балки испытывают горизонтальный изгиб в противоположных направлениях.

Полученные значения максимальных нормальных напряжений N_x для разных типов загрузки представлены в табл. 1. Таким образом, несущая способность стержня снизилась более, чем в 2 раза. Это показывает опасность совместной работы балки на изгиб со стесненным кручением (влияние бимоента) вследствие эксцентриситета приложения нагрузки.

В крупногабаритных конструкциях учет фактора стесненного кручения особенно важен. Например, радиальные элементы покрытий большепролетных конструкций (например, зрелищно-спортивные объекты) имеют эксцентриситет при опирании на опорные кольца, что приводит к работе опорных колец на стесненное кручение и большим дополнительным усилиям.

Существует опасность работы стержней, составляющих металлические конструкции, на кручение и изгиб одновременно. Экспериментальными исследованиями многих авторов [например, 1-4] показано, что наиболее опасными формами потери устойчивости являются крутильные и изгибно-крутильные. Стесненное кручение может стать одной из причин преждевременного достижения конструкцией первого предельного состояния и, следовательно, значительно снизить уровень безопасности эксплуатации конструкции.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Рыбаков В. А.* Основы строительной механики легких стальных тонкостенных конструкций: учеб. пособие / В.А. Рыбаков – СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2011. – 207 с.
2. *Туснин А.Р., Прокич М.* Прочность двутавровых профилей при стесненном кручении с учетом развития пластических деформаций // Вестник МГСУ. 2014. № 1. С. 75—82.
3. *Барабаш М.С., Лазнюк М.В., Мартынова М.Л., Пресняков Н.И.,* Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций // Под ред. проф. Нилова А.А. -М.: Издательство АСВ, 2008-328с.
4. *Бычков Д.В.* «Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций"// Госстпроездат, 1962-475с.

АНАЛИЗ ТЕКУЩЕЙ СИТУАЦИИ НА РОССИЙСКОМ BIM-РЫНКЕ В ОБЛАСТИ ГРАЖДАНСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Современный мир стремительно развивается, и методы проектирования становятся все более компьютеризированными, именно поэтому появилась такая отрасль как BIM-проектирование. Плюсы использования BIM-подхода заключаются в том, что они позволяют более эффективно выполнять коллективную работу над проектом, дают возможность не только визуально прорабатывать все моменты, но и программно обеспечить контроль всех вопросов в процессе строительства. Применение такого вида проектирования приводит к тому, что сокращается общее время работы над проектом и уменьшается общая стоимость его выполнения.

На данный момент срок использования BIM-технологий в нашей стране насчитывает свыше 15 лет, но ее еще не стали массово использовать все предприятия. То, что данная технология до сих пор не слишком распространена на нашем рынке, обусловлено её довольно большой стоимостью в приобретении, освоении и внедрении. Также, довольно существенной проблемой является то, что разработанные BIM-программы ориентированы в основном на зарубежные стандарты строительной документации, которые отличаются от наших.

На данный момент в РФ обращение к BIM-технологиям в частном секторе и в государственном значительно разнятся по интенсивности использования. Если сравнить количество заказов проектов с применением BIM частных фирм и государственных, то мы можем увидеть большое различие в цифрах в пользу частных компаний. К сожалению, на данный момент не прослеживается тенденция к внедрению BIM-технологий в государственные компании, хотя правительство и начинает постепенно проявлять интерес к этой теме.

Следует отметить, что проектировщики на данный момент не заинтересованы в этих новшествах и переходить на BIM по собственной инициативе не склонны. Такую ситуацию может изменить только заинтересованность заказчиков во внедрении данного вида технологий, а это уже связано с их финансовыми и временными показателями.

На сегодняшний день определено 4 уровня включения BIM-технологии в работу:

- Нулевой уровень - это ручное черчение, в него входит все, что относится к чертежам - линии, фигуры, подписи и надписи.

- Первый уровень - первичная автоматизация, на данном этапе начинается внедрение компьютерных программ, использование не только линейных рисунков, но и блоки, объекты.

- Второй уровень - использование 3D технологий, которое подразумевают объемное проектирование. Здесь все разделы объединены в общей модели; на этом уровне возможно получить дополнительные опции: смету, график работ.

- Третий уровень – компьютерное моделирование всех этапов проектирования здания. На этом этапе объединены все процессы, необходимые для того, чтобы управлять проектом и в дальнейшем использовать его при эксплуатации и взаимодействии с окружающей средой.

В России большая часть организаций (примерно 90%), занятых проектными работами, находится на уровне 1, когда используются те или иные программы. Но даже те компании, которые наиболее интенсивно используют BIM в своей работе, достигают только второго уровня.

Главными заинтересованными лицами в BIM являются сами заказчики, которые в будущем смогут иметь возможность управлять сложнейшими процессами проектирования, строительства и эксплуатации, получая максимальную эффективность при снижении усилий и затрат. Это те заказчики, которые хотят иметь возможность контролировать все самые сложные этапы проектирования и строительства.

На сегодняшний момент уровень развития BIM-технологий на территории РФ предусматривает следующие показатели проработки проекта:

- Полная проработка документации. Это дает возможность своевременно предупреждать о каких-либо изменениях в структуре здания, его технических и экономических показателей, поскольку в модели будут максимально учитываться все его параметры и соблюдены его реальные размеры;

- Подготовка документации для проведения тендеров в BIM, что позволяет за малый промежуток времени разработать, практически идентичную реальной, смету и все необходимые документы, которые сделают выбор подрядчика более мотивированным и обоснованным.

На данный момент еще не существует программ, в которых можно было бы обеспечивать выполнение всех разделов проекта совместно. На сегодняшний день имеется ряд BIM программ, в которых можно выполнить те или иные отдельные разделы: для разработки архитектуры можно использовать ArchiCAD, Revit, Renga; для конструирования – Tekla, Revit, Allplan; для инженерных систем – MagiCAD, NanoCAD, Revit. Как можно отметить, наиболее близким к

комплексному проектированию в BIM-среде является Revit от Autodesk, которая является самой популярной программой в нашей стране. Ниже представлен рисунок, на котором по горизонтальной оси размещены разделы проекта, а по вертикали показано, в какой степени предлагаемый продукт может выполнить задачи проектировщика в условиях российских стандартов проектирования.

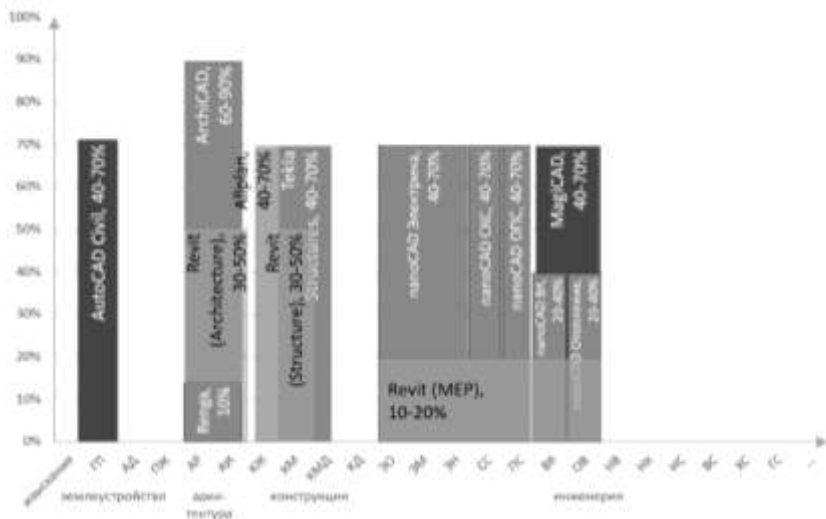


Рис. 1. Российский рынок BIM-решений

Оценивая ситуацию по графику, можно отметить, что сегодня с помощью всех BIM-инструментов можно качественно выполнить только 5-7 разделов, что составляет меньше половины от всей выпускаемой документации для гражданского строительства. Отсюда можно сделать вывод, что для реального внедрения BIM в нашу страну необходимо развивать BIM-решения, с помощью которых можно выполнять также и другие разделы, с учётом специфики работы российских проектных организаций. С другой стороны, государство, по-видимому, также должно идти на встречу BIM-технологиям, изменяя нынешнюю систему стандартов документирования и принятия решений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Филина Ф. Н. BIM-Технологии в проектировании зданий.* / Ф. Н. Филина. // Наука и промышленность России. 2016.-№3. – С. – 330-361.
2. *Григорьева М.И. Использование BIM технологий в строительстве* / М. И. Григорьева. // Архитектура. Строительство. Дизайн. 2017.-№3. – С. – 100-123.

АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ БЕЗНАПОРНОГО ПОЯСА НА РАБОТУ ГЛАВНЫХ БАЛОК ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ЗАТВОРОВ

В гидротехнических сооружениях особую роль играют затворы. Затворами называют конструкции (чаще металлические), входящие в состав гидротехнического сооружения и перекрывающие водосбросные отверстия, а также открывающие или закрывающие судоходные шлюзы. Затворы представляют собой балочные клетки со вставками из листового материала. Современные программные комплексы позволяют выполнить поверочные расчеты конструкций затворов с учетом всей конструкции в целом, а также увидеть, какие элементы будут подвержены разрушению, вследствие действия заданной нагрузки.



Рис. 1. Плоский затвор
Новосибирской ГЭС

История развития затворов тесно связана с развитием гидротехнических сооружений. В 1920 г. был разработан план электрификации России – ГОЭЛРО по идеям В. И. Ленина и под руководством Г. М. Кржижановского. Этим планом предусматривалось создание целой системы тепловых и гидроэлектростанций, которые должны были создать энергетический фундамент промышленности. Впервые гидротехнические затворы были применены на ДнепроГЭС им. В. И. Ленина, строительство которой продолжалось с 1927 до 1933 г. Вначале применялись деревянные плоские затворы, а с появлением железобетона и бетонных плотин стали применяться стальные затворы.

Каждое гидротехническое сооружение является уникальным объектом. Из-за большого количества сочетаний геологических и климатических условий конструкции практически не бывают типовыми. В наше время существует большое количество видов гидротехнических затворов и они имеют широкую область применения. Чаще всего используются плоские и сегментные стальные затворы.

Основными преимуществами плоских стальных затворов являются:

- простота конструкции;
- удобство в эксплуатации.

Главным и основным недостатком использования плоского затвора является вероятность заклинивания опорно-ходового механизма, обусловленная перекосом затвора и засорением пазов вследствие нарушений условий эксплуатации.



Рис. 2. Сегментные затворы водосливной плотины гидроузла Капанда (Ангола)

Приведенный ниже расчет иллюстрирует возможные перемещения и внутренние усилия в рассматриваемых моделях плоского сквозного затвора под действием основной гидростатической нагрузки на главные элементы конструкции.

Расчетные схемы затворов представлены на рисунках 3, 4, 5. Основные параметры расчетных схем затворов:

1. Сквозной затвор пролетом 12 метров. Высота затвора 8 метров, ширина 2 метра, 4 секции по 3 метра.

Решетка из двутавров с параллельными гранями полок типа К (колонный), профиль 20К. Пояс из тавров с параллельными гранями полки типа Ш, профиль 40ШТ1.



Рис. 3. Пространственная схема затвора



160 кН/м

160 кН/м

2. Сквозной затвор пролетом 24 метра. Высота затвора 8 метров, ширина 2 метра, 4 секции по 6 метров.

Решетка из двутавров с параллельными гранями полок типа К (колонный), профиль 20К. Пояс из тавров с параллельными гранями полки типа Ш, профиль

50ШТ1.

Рис. 4. Расчетная схема

Результаты расчета затворов

| Внутренние усилия | Затвор пролетом 24 м | | Затвор пролетом 12 м | |
|-------------------|----------------------|---------|----------------------|---------|
| | MAX | MIN | MAX | MIN |
| M_x [кН*м] | 7.7 | -8.3 | 0.2 | -0.2 |
| M_y [кН*м] | 1060.0 | -659.0 | 22.4 | -17.9 |
| M_z [кН*м] | 1510.0 | -1730.0 | 123.4 | -130.5 |
| Q_y [кН] | 1240.0 | -1230.0 | 258.8 | -258.8 |
| Q_z [кН] | 1900.0 | 1070.0 | 31.3 | -64.0 |
| N [кН] | 7100.0 | -5050.0 | 1393.7 | -1126.1 |
| Перемещения | | | | |
| X [мм] | 59.6 | | 4.3 | |
| Y [мм] | 215.0 | | 13.3 | |
| Z [мм] | 34.8 | | 2.3 | |

В таблице 1 представлены результаты расчетов внутренних усилий затворов. Анализ работы конструкций затворов на гидростатическую нагрузку позволяет сделать вывод, что величина пролета и число секций существенно влияют на внутренние усилия, возникающие в главных элементах расчетной схемы и перемещения узлов. Для затворов не допустима потеря жесткости, так как она может привести к заклиниванию. Учет и обеспечение требуемой жесткости конструкции затвора определяет возможность ее нормальной эксплуатации.



Рис. 5. Деформированная расчетная схема затвора

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Рассказов Л.Н.* Гидротехнические сооружения. Часть 1. 2011 г.
2. ГОСТ 19185-73 Гидротехника. Основные понятия. Термины и определения.

РЯЖЕВЫЕ ОПОРЫ. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Ряжевая опора – основание под сооружение, выполненное из бревенчатого сруба, имеющего в плане форму клетки, и заполненное камнями и/или различными твердеющими в воде растворами или глиной.

Используемые ранее ряжи в настоящее время незаслуженно забыты, пришло время воссоздать их, взяв всё лучшее из опыта наших предков, и возобновить строительство конструктивно надежных гидротехнических инженерных сооружений с применением ряжевых конструкций на качественно новом уровне с учетом современных технологий. Простота устройства и легко доступность материалов на территории нашей страны, сравнительно небольшие сроки возведения, а также новые технологии позволяют использовать и усовершенствовать опыт предшественников. При качественном изготовлении и установке в проектное положение, систематическом наблюдении и своевременном ремонте ряжевые опоры имеют высокие показатели по надежности и долговечности. Новые архитектурные проекты и решения могут не только дать «вторую жизнь» забытым конструкциям, но и стать в своем роде уникальными.

Ряжевые опоры, как было отмечено ранее, используются как фундаменты гидротехнических построек: для устройства основания плотин, молов, набережных, мостовых опор и применяются в случае залегания грунтов малой (ил, торф) и высокой (скальные породы) несущей способности. Кстати говоря, ряж – название конструкции, например, моста, а реж – способ укладки бревен с пропусками.

Первое появление ряжей приходится на 6 век до н.э., тогда они использовались в качестве причала порта одного из городов Фанагории. Во времена Киевской Руси в северных районах возводились ряжевые мосты, многие из них функционируют и сегодня. Кронштадтская крепость, построенная на ряжевых опорах, благодаря ним выполняла фортификационную функцию не только в наземной части, но и в подземной.



Рис.1. Макет мостового ряжа с ледорезом

По виду рубки ряжей бывают сплошные и сквозные. Также конструктивно ряжи могут быть двух типов: на врубках без остатка «в лапу» или с остатком «в обло» (рис.2). Иногда вместо бревен используют брусья.



Рис.2. Виды рубки ряжей

Устройство ряжевых опор – дело интересное и требует определенного подхода, т.к. здесь есть свои особенности, начиная от заготовки материала и заканчивая непосредственным устройством. Ряжи изготавливают из бревен сырого леса 2 сорта хвойных пород: сосны, лиственницы, кедра, реже дуба. Сруб, заготовленный в декабре – январе, обладает наибольшей долговечностью и стойкостью к гниению, т.к. древесина в это время обладает повышенной концентрацией природных антисептиков и пониженным содержанием питательных веществ. Для ряжей оптимальным размером бревен считается 20-26 см, впоследствии при опиливании получается высота около 20 см. Когда бревна будут опилены, очищены, распилены, (пройдут механическую отделку), их подвергают обработке маслянистыми антисептиками, в том случае если они будут использоваться в надводной зоне и зоне переменной смачиваемости. В зависимости от природных условий спуск ряжей может быть произведен по воде и на льду (вместе со льдиной и без нее).

Как и любое гидротехническое сооружение, ряжевые опоры подлежат тщательному техническому контролю во время эксплуатации. При обследовании контролируются такие параметры, как:

- осадка, наклон и сдвиг в плане, перекося, неравномерность общих деформаций по длине;
- выпучивание грунта за пределами сооружения;
- осадка заполнения ряжей, наличие вымывания или обрушения засыпки через пробоины;
- поломка отдельных рядов сруба ряжа;
- срезывание выступающих частей врубок бревен;
- истирание стенок и вмятины в них;
- отрыв дна ряжа;
- состояние крепления металлических элементов и их натяжение, плотность посадки;

- гниение бревен ряжа;
- наличие личинок и разрушение дерева морскими древоточцами.

При выявлении дефектов, не допускающих работоспособное состояние опоры, элементы ряжа подлежат замене, ремонту, переустройству или реконструкции.

Особенностью работы ряжевых опор является неизбежная усадка (если только они не устроены на скальных грунтах). Различные толщина и вид грунта, некачественное заложение опор на косогорах, отсутствие укрепления их основания, а также односторонняя усушка древесины способствуют появлению крена. В большинстве случаев этот вопрос решается конструктивными методами, например, смещением центра масс перегрузкой каменной засыпки, устройством распорок между ряжами, введением противоразмывных инъекций и пристройкой водорезов при размыве грунта. Однако ряжи с незатухающей деформацией и чрезмерно накренившиеся, те, пролётные пути и строения которых невозможно выправить в нормальное положение, подлежат переустройству.

Применение ряжей является технологически и экономически выгодным способом устройства фундаментов гидротехнических построек, в том числе основания плотин, молов, набережных, мостовых опор. Простота их устройства, надежность и долговечность, экологичность являются основополагающими характеристиками для использования данных фундаментов в современном строительстве.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Иванова-Везн Л.И.* Русские деревянные мосты// Памятники науки и техники. 1982-1983. М., 1984. 53 с.
2. *Раздолгин А.А., Скориков Ю.А.* Оборонительное зодчество, Кронштадтская крепость. – Л.: Стройиздат, Ленингр. 1988. 420 с.
3. *Яковенко В.Г.* Строительство причалов, 1981. 256 с.
4. ГОСТ Р 54523 – 2011 Портовые гидротехнические сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния
5. РД 31.35.13 – 90 Указания по ремонту гидротехнических сооружений на морском транспорте

КОМПОЗИТНЫЕ ШПУНТОВЫЕ СВАИ. ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА И ПОГРУЖЕНИЯ

Проблема укрепления грунта с целью защиты его от смещения и размыва всегда вставала перед строителями и проектировщиками на этапах создания и реализации проектов зданий и сооружений. Благодаря развитию технологий химического производства был придуман и реализован композитный полимерный шпунт, как один из наиболее перспективных видов конструкционных материалов для решения таких проблем, как: берегоукрепление от подмыва и размыва водой, защита от эрозии грунтов, для регулирования русла рек, для защиты мест, в которых уровень жидкости изменяется от времени года и т.д.

Главными достоинствами являются: устойчивость к температурному перепаду, коррозии, малый вес, эстетичность, простота в транспортировке и во время обработки. Однако есть существенный недостаток – это «старение» под влиянием кислорода, воздуха, влаги, тепла, света и механических нагрузок, вследствие чего происходит потеря многих физико-механических свойств, появление трещин и их разрастание.

Полимерный композитный шпунт - изделие, используемое в случаях больших боковых воздействий на грунт, а также для восприятия воздействий от вышележащих сооружений и транспортных средств. Поперечное сечение может меняться в зависимости от того, непосредственно для чего будет использоваться изделие. По составу может состоять из нескольких материалов, абсолютно различных как по фазовому состоянию, так и по форме, химическому строению или свойствам, скрепленных физической связью и имеющих границу раздела между обязательным материалом (матрица) и его наполнителями. Матрица совместно с наполнителем образуют такую микроструктуру, что при взаимодействии она обеспечивает все необходимые свойства шпунта по его функциональному назначению [1].

Ключевым составляющим композитного шпунта является матрица, твердая микроструктура, определяющая сплошность материала, ее функционалом является передача и перераспределение напряжений в армирующем наполнителе. При производстве шпунтов выбирают термореактивные полимеры (реактопласты), чаще всего эпоксидную смолу. В качестве армирующего наполнителя, который улучшает физико-механические свойства, как правило, применяются

непрерывные волокна: стеклянные, углеродные или их сочетания. Для оптимальной работы конструкции в целом необходимо обеспечить процентное соотношение армирующего наполнителя в материале не менее 30 % по массе, а материал, из которого производят шпунтины, тоже должен обеспечить минимальные условия допустимости согласно стойкости к внешним воздействиям [2].

Известно 3 способа изготовления:

- пултрузионный метод (П),
- метод намотки (Н),
- метод вакуумной инфузии (И)

Пултрузия является технологией производства длинномерных профильных изделий путем протягивания композиции матрицы и армирующего наполнителя через формообразующее и консолидирующее устройство. Основополагающим воздействием при данной технологии производства является тянущее усилие [3]. Пултрузионная технология нашла свое применение в производстве изделий, обладающих достаточно удельной прочностью и жесткостью для выдерживания высоких внешних воздействий.

Намотка представляет собой процесс изготовления высокопрочных армированных изделий, форма которых определяется вращением произвольных образующих.

Вакуумная инфузия является технологией изготовления композитного материала с использованием силы вакуумного давления для ввода смолы в армируемое слоистое волокно. Как известно, смола в полимеризованном состоянии имеет низкую прочность, в связи с этим большое количество лишнего материала в составе нивелирует его «положительные» физико-механические свойства. Поэтому данный метод изготовления существенно влияет на связь волокно-смола, посредством чего образовывается более легкое и достаточно жесткое изделие[4].

Следует отметить, что у композитных шпунтов, изготовленных посредством пултрузии, шпунтовый замок является существенной составляющей шпунта. У композитных шпунтов, которые изготавливаются методом намотки или методом инфузии, шпунтовый замок образовывается в виде отдельного изделия.

Условия работы композитных шпунтов предполагают использование данных конструкций во всех климатических районах и любых влажностных зонах; в условиях воздействия агрессивной жидких сред; при температурах от минус 60°С до плюс 50°С.

На выбор способа погружения влияют гидрогеологические условия. Самым распространенным и технологически простым способом является метод динамического вдавливания в грунт с помощью виброромотов, вдоль предварительно установленных шаблонов.

Преимуществом данного способа является то, что производство работ можно вести в зонах с ветхими зданиями, оползневых зонах, где ударное воздействие может привести к чрезвычайной ситуации. Методика «подкопа» применяется при строительстве подпорных стен на малую глубину, например в скальных грунтах, когда исключена возможность применения иных методов погружения. Метод «подмыва» является оптимальным при установке шпунта в плотных и твердых грунтах. Этот метод хорош тем, что давление воды, непосредственно под нижним уровнем профиля шпунта, помогает нивелировать отрицательное воздействия твердого грунта, вплоть до его удаления.

На основании вышеизложенного можно сделать вывод, что композитные шпунты из полимерного материала – перспективная конструкция, применимая для решения многих задач в строительстве, и поэтому возникает необходимость в развитии и усовершенствовании данного вида конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Pohl G., Pfalz M.*, Textiles, Polymers and Composites for Buildings, 2010
2. *Верстов В.В, Гайдо А.Н.* Технология устройства свайных фундаментов, 2010.
3. *Пьнков С.А.* Свайные фундаменты, 2007.
4. *Коркина Н.В., Федоров В.В.* Шпунтовые ограждения и особенности их применения, 2015.

КОНСТРУКЦИИ ОПОРНЫХ КОЛЕЦ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ РЕБРИСТЫХ КУПОЛОВ

Купол - одна из совершенных разновидностей покрытий зданий. Его многообразные конструктивные решения обладают высокой архитектурной выразительностью и позволяют перекрывать пролеты больших размеров.

Ребристый купол представляет собой систему радиально расположенных несущих ребер-полуарок, соединенных между собой внизу и вверху кольцами, а также кровельными кольцевыми прогонами [1]. Если конструктивное решение узлов сопряжения кольцевых прогонов с меридиональными ребрами включает прогоны в работу, то образуется ребристо-кольцевая схема каркаса купола. Верхнее и нижнее кольца, а также кольцевые прогоны в ребристо-кольцевых куполах, которые воспринимают местный изгиб от кровельной нагрузки, объединяют меридиональные ребра и, тем самым, создают пространственную стержневую систему [2,3].

Распорное усилие купольного каркаса могут воспринимать конструкции фундаментов, нижележащие конструкции или опорное кольцо, работающее на растяжение. В зависимости от схемы расположения и количества меридиональных ребер контуры опорного кольца в плане могут быть двух видов: многоугольник или окружность. Во втором случае из-за кривизны кольца в нем возникают растяжение с изгибом и кручение. Высоту сечения кольца, как правило, выбирают равной $1/10-1/15$ расстояния между колоннами, на которые оно опирается.

Большое значение имеет выбор способа сопряжения ребер с опорным кольцом и опирание кольца на колонны. Нижние опорные узлы должны быть просты в изготовлении и сборке, обладать достаточной несущей способностью и оптимальной материалоемкостью. Как правило, кольцо опирают на колонны шарнирно, используя катковые опоры с ребордами или короткие качающиеся стойки. Они обеспечивают свободу поворота кольца в радиальной плоскости и закрепляют его от горизонтального смещения при действии ветровой нагрузки. [2]. При многоугольной форме опорного кольца изменение углов между сторонами может привести к возникновению моментов, что не очень хорошо сказывается на работе каркаса купола. Поэтому ориентацию осей катков выполняют таким образом, чтобы контур кольца был неизменяемым.

Узел соединения меридиональных ребер с кольцом и колоннами необходимо центрировать таким образом, чтобы их оси пересекались в одной точке. Поэтому сопряжение ребер с кольцом в промежутках между колоннами не рекомендуется. Возникающие при этом дополнительные изгибающие моменты приводят к усложнению работы кольца и, как следствие, повышенному расходу стали.

Наиболее часто опорное кольцо конструируется в виде сварного двутавра. При определении усилий в элементах кольца для упрощения расчетной схемы в узлах предполагается устройство идеальных шарниров. В реальности конструкции узлов жесткие. Из-за наличия углов в опорных узлах в плоскости кольца могут возникать изгибающие моменты в горизонтальной плоскости, для лучшего восприятия которых в ребристых и ребристо-кольцевых куполах двутавр располагают «лежа» (рис.1,а) [2].

Вертикальное расположение двутавра (рис.2,а) обеспечивает достаточную жесткость на восприятие изгибающих моментов, которые вызывают вертикальные нагрузки (снег, ограждающие конструкции) относительно горизонтальной оси. Для удобства крепления ребер опорное кольцо делают в виде двутавра с наклонной полкой (рис.1,б).

Для ребер, выполненных в виде решетчатой конструкции, опорное кольцо выполняется сквозным в виде фермы с поясами из широкополочных двутавров (рис.1,в). Возможно также применение крестового сечения при проектировании опорного кольца (рис.1,г) [4].

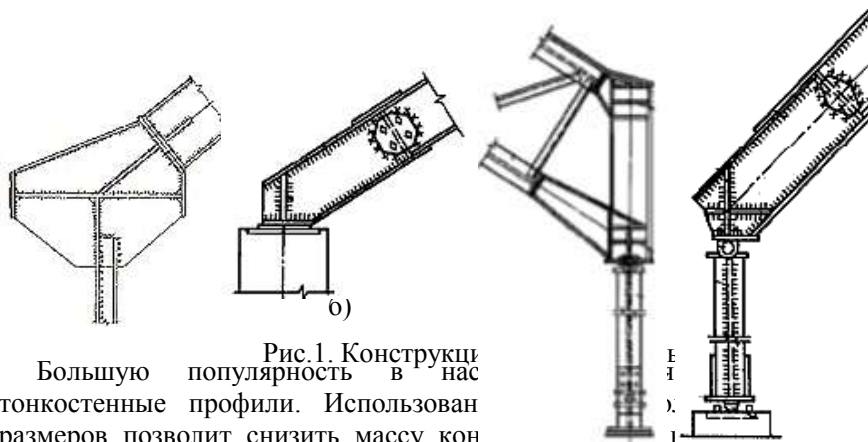


Рис.1. Конструкция

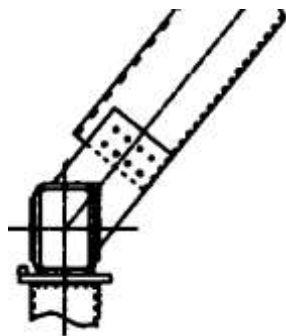
Большую популярность в нас тонкостенные профили. Использование тонкостенных профилей позволит снизить массу конструкции, что уменьшит напряженное состояние опорного кольца. Тонкостенные профили купола примыкают к коробчатому опорному кольцу при помощи фасонки (рис.2,б).

Сочетание замкнутого профиля кольца, хорошо воспринимающего крутящие моменты, и тонкостенных профилей ребер позволяет снизить

затраты и сроки возведения таких куполов и конструкций кровли с их применением.



а)



б)

Рис.2. Конструкции опорных узлов

В заключении можно отметить, что выбор рационального профиля сечения нижнего опорного кольца и способа его опирания на нижележащие конструкции имеют большое значение для обеспечения высоких технико-экономических показателей купола.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тур В.И. Купольные конструкции. Формообразование, расчет, конструирование, повышение эффект. Уч. пособ. / В.И. Тур. - М.: АСВ, 2004. - 96 с.
2. Липницкий М.Е. Купола. Расчет и проектирование. Л.: Стройиздат, 1973. 129 с.
3. Лебедь Е.В., Алукаев А.Ю. Большепролетные металлические купольные покрытия и их возведение // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14 №1.С. 4-16.
4. Конструктивные решения узлов стальных куполов. Режим доступа: <https://leksia.com/1x7c02.html>. Дата обращения: 10.02.19.

СЕЛЬСКИЙ ЖИЛОЙ ДОМ С МЕТАЛЛИЧЕСКИМ КАРКАСОМ КУПОЛЬНОГО ТИПА

Все технические решения в современном домостроении направлены на повышение энергоэффективности. Индивидуальный жилой дом – не является исключением. Одно из решений – это нетрадиционная форма сооружения, приближенная к полусфере. Она позволяет значительно сократить



Рис. 1. Купольный дом

материалоемкость, трудоемкость и время монтажа, а также уменьшить расходы на эксплуатацию. Данная конфигурация обеспечивает максимальный объем при минимальной площади поверхности, становясь наилучшей формой при строительстве в районах со значительными ветровыми и снеговыми нагрузкам. Аэродинамические свойства сферы уменьшают ветровое давление. Рациональное расположение окон позволяет максимально эффективно использовать естественное освещение и аккумулировать энергию, используя солнечное тепло в качестве пассивного коллектора. [1].

Сочетание куполообразной формы и возможность использования инновационных достижений в области получения энергии из естественных источников, а так же применение технологий «умного дома» позволяют создать максимально функциональное индивидуальное жилище.

Одной из концепций развития сельского строительства является купольный дом вегетарий (КДВ), представляющий собой гармоничную систему из жилья и теплиц. По сравнению с обычным жильем сферичной формы, КДВ имеет ряд преимуществ и даже заявлен как «Дом будущего». Рассмотрим основные аспекты данного мнения.

Первая особенность – экологичность, стоит отметить, что сейчас эта проблема как никогда актуальна. Возможна полная переработка всех отходов. В Купольном Доме Вегетарии полностью перерабатываются все органические и не органические отходы, при этом производится тепло и полезные органические удобрения для почвы. В доме работают биореакторы по переработке органики, можно установить торфокомпостирующий биотуалет и другие экотехнологии сберегающие природу.

Во вторых, климатическая стойкость. Купольная конструкция сооружения позволяет дому быть максимально устойчивым к ветру, снегу, граду, холоду, жаре и другим экстремальным воздействиям. Крыша способна выдержать снеговую нагрузку до 320 кг/м^2 , а в случае необходимости при соответствующем усилении металлического каркаса и более.

Энергоэффективность КДВ находится на высоком уровне. Дом рассчитан на температуры до минус 65 градусов. Специальная конструкция позволяет потреблять в 3 раза меньше тепла, а в южных регионах быть безотопительным. Класс энергопотребления А+ [2]. Это значительно экономит ресурсы на содержание дома. Специальные теплицы окружают дом со всех сторон, защищая жилую зону от ветра и холода.



Рис. 2. Разрез купольного дома

Отсюда следует еще одно преимущество – автономность. На прочной и удобной крыше КДВ можно устанавливать солнечные батареи и солнечные коллекторы для получения электроэнергии и тепла круглый год.

Такой купольный дом можно отнести к разряду «солнечных», так как он обладает четырьмя основными элементами, присущими таким сооружениям: солнечные коллекторы; фотоэлементы; изолированный остекленный объем (гелиотеплица или солнечная комната); термоаккумулирующий элемент здания [3]. Таким образом, при правильном ориентировании дома по сторонам света, солнечное тепло эффективно используется в любое время года, в том числе и зимой.

Это особенно важно в холодном климате России. Летом стены дома защищены от перегрева при помощи системы сбережения тепла в грунтовом аккумуляторе. Зимой солнце нагревает дом благодаря правильному углу наклона стен вегетария и конструкции дома. Существует возможность круглогодичного выращивания растений: 9 месяцев на широте Москвы, даже без дополнительного отопления и еще 3 – при помощи аэро- или гидропоники.

Эргономичное объемно-планировочное решение обеспечивает человека удобной средой для жизни и отдыха с необходимым и комфортным пространством.

Металлический каркас является основным элементом несущего каркаса нестандартной конструкции. Вариативность его применения допускает создавать различные архитектурно выразительные

сооружения. КДВ отличается красотой, оригинальным дизайном и гармоничной формой.

Кроме того, металлическая конструкция агрокомплекса позволяет сочетаться с внутренним жилым помещением. Оранжерея – это непростое сооружение, обладающее своим микроклиматом и экосистемой, требующее применения особых технологий. Светопрозрачная конструкция, состоящая из стекла и металла, в комбинации с грунтовым аккумулятором, регенеративной вентиляцией, верной ориентацией по сторонам света и правильно подобранными растениями, дает возможность собрать богатый урожай фермерских продуктов. Выращенные овощи позволяют обеспечить жильцов как питанием, так и прибылью от продаж натурального хозяйства.

Наиболее эффективным решением конструкции дома является алюминиевый каркас. Это обусловлено его легкостью, прочностью и антикоррозионными свойствами, что особенно важно при данном термовлажностном режиме. Помимо прочего, сборка такой конструкции существенно проще и быстрее. Из недостатков – только относительно высокая цена. Однако преимущества алюминия оправдывают стоимость.



Рис. 3. Металлический каркас

Купольный дом вегетарий полностью автономен - производит электричество, тепло, удобрение, овощи и фрукты. С таким строением человеку будет необходим только земельный участок для дома, а не для жилища и грядок.

КДВ – это полная финансовая независимость для фермера, большой семьи, экопоселения и совершенно новая концепция инновационного фермерского хозяйства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Щетинина О.В.* Купольный дом – новое слово в энергоэффективном строительстве. // Сборник материалов VII Всероссийской научно-практической конференции молодых ученых с международным участием, 2015, с.716
2. НА ЗЕМЛЕ 24 & Купольный Дом Вегетарий [https://vk.com/domkdv]
3. *Сардыкова А.О.* Архитектурный облик «солнечного дома» // Вестник Приднепровской- государственной академии строительства и архитектуры № 2, 2014, с.58-63

ОСОБЕННОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ АНГАРОВ РАМНОГО ТИПА

Большепролетные рамные конструкции применяются в различных зданиях и сооружениях, в том числе и ангарах для самолетов. Сплошностенчатые рамы рациональнее решетчатых благодаря, малой строительной высоте, конфигурации рамы, технологической возможностью изготовления крупногабаритных двутавровов, возможностью поставки готовых для монтажа элементов.

Так, при пролетах до 70 м элементы рамы имеют высоту до 2 м, а при пролетах до 100 м - до 3 м, что соответствует габаритам транспортировки по железной дороге. Решетчатые элементы рам при таких же пролетах имеют высоту до 12 м и доставляются в виде россыпью из отдельных стержневых элементов. Кроме того, большая высота решетчатых ригелей приводит к увеличению отапливаемого объема здания и площади стен.

Для того чтобы уменьшить усилия и деформации в конструкциях, применяют рамы с ригелем ломаного очертания. Снизить влияние неравномерных осадок фундаментов на усилия в рамах позволяет использование шарнирного опирания рам. Для восприятия распора применяются затяжки.

Большепролетные ангара с рамными несущими конструкциями проектируют теплыми и холодными, в зависимости от функционального назначения здания. Для различных конструктивных решений применяются разные материалы и комплектующие, а также используются разные способы сборки. Правильно выбранная конструкция каркаса ангара повышает несущую способность.

Несущие конструкции рамных зданий выполняют функцию отдельных элементов каркасов. Каркас ангара обычно проектируется однопролетным или многопролетным с шагом рам 3-9 м, установленных на железобетонные фундаменты здания. Ангара проектируют для одноэтажных зданий пролетом до 50 м. Пространственная жесткость каркасов ангара из металла вдоль здания обеспечивается горизонтальными и вертикальными связями.

Соединения отдельных элементов рамных каркасов друг с другом могут быть сварными или болтовыми. При болтовом соединении обеспечивается удобство монтажа и демонтажа. Болтовое соединение характеризуется высокой точностью и удобством сборки, что обеспечивает быстроту возведения каркаса. Сварное соединение элементов каркаса рамных зданий характеризуется большей

прочностью, но повышает трудоемкость его возведения. Сварка отдельных элементов рамного каркаса осуществляется на заводе при их изготовлении, а при монтаже – производится на строительной площадке.



По стойкам рам снаружи устанавливают прогоны, к которым крепятся двери и окна. Эти прогоны, наряду с прогонами по ригелю применяются также для крепления к рамному каркасу стенового и кровельного ограждений. Прогоны также служат несущими элементами металлического каркаса, воспринимающими снеговые и ветровые нагрузки. Расчет на снеговые и ветровые нагрузки производится индивидуально для каждого ангара в зависимости от места строительства. Данные для такого расчета принимают по габаритам здания и климатическим условиям.

Обшивка ангара выполняется из тонких стальных профилированных листов, оцинкованных или окрашенных в заводских условиях порошковыми составами, либо из утепленных сэндвич-панелей. Ангары с обшивкой из профлиста утепляют путем прокладки утеплителя между двумя стенами, выполненными из профнастила. Ангары из сэндвич-панелей обеспечивают конструкции высокий уровень теплоизоляции и шумозащиты, они не промерзают, очень хорошо противостоят атмосферным осадкам.

Ворота и двери ангара могут быть подвесными откатными, складными, секционными, распашными в зависимости от эксплуатационных требований. У каждого типа существует ряд преимуществ и требований к установке. Самые большие проемы закрывают откатные ворота. Выполняются как с остеклением, так и сплошными. Секционные ангарные ворота используются в

промышленных холодильных камерах, так как в качестве отделки для данного типа используется сэндвич-панель. Особенность распашных ворот заключается в использовании электрического привода для каждой створки в отдельности. Открытие ворот происходит наружу. Такие ворота применяются обычно там, где отсутствует возможность установки секционных ограждений. Для ангарных подъемных ворот используется жесткий каркас из горизонтальных алюминиевых профилей. Такие ворота выдерживают значительные температурные колебания в сочетании с экстремальными ветровыми нагрузками. Чаще всего они используются в зонах Вечной мерзлоты. Преимущество складчатых ворот – возможность их открытия в двух направлениях без пространственных потерь. Наиболее часто такие ворота применяются в непромышленных условиях эксплуатации. Внутренняя планировка и отделка ангара выполняется с учетом назначения здания, пожарных и санитарно-гигиенических требований и пожеланий заказчика.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Беленя Е.И., Балдин В.А.* Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов. Стройиздат, 1986. – 560с., ил.
2. *Васильченко В.Т., Рутман А.Н., Соловьёв А.К. Лкьяненко Е.П.* Справочник конструктора металлических конструкций. Киев, 1990.
3. *Ведеников Г.С., Беленя Е.И., Игнатьева В.С.* Металлические конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. Стройиздат, 1998. – 760с.:ил.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО КУПОЛА В КАЧЕСТВЕ ПОКРЫТИЯ ТЕАТРА

Театр – зрелищное сооружение, место, куда люди приходят насладиться прекрасным. Здания театра по объемно-планировочному решению должны удовлетворять всем требованиям по обеспечению нормального проведения спектаклей и комфортного пребывания в них зрителей.

Покрытия театров многообразны, в данной статье рассматривается покрытие здания театра в виде металлического купола. Такой вид покрытия позволяет сделать здание театров по-настоящему зрелищным и внутри, и снаружи, позволяет вызывать восхищение не только представлениями на сцене, но и внешним видом самого театра.

Металлический купол со стеклянными вставками позволяет сделать покрытие воздушным. Благодаря прозрачной кровле купол пропускает дневной свет внутрь театральных помещений. Купольное покрытие может быть сооружено как над самим зрительным залом, так и над атриумом, образующим подход ко многим залам.

Рассмотрим конструкции существующих театров и концертных залов, имеющих такой купол. Самым старейшим является известнейший концертный зал Альбер-холла. Он расположен в Лондоне и построен в 1871 году. Купол здания состоит из 338-тонного металлического каркаса и 279-тонного стеклянного покрытия. На момент своей постройки купол был самым большим неподдерживаемым, т.е. без внутренних опор, куполом. Купол относится к ребристо-кольцевым. Как видно на фотографии, купол состоит из металлических ферм-полуарок, создающих ребра и кольца из балок, которые создают меридиональную стержневую систему.



Рис.1. Купол Альбер-холла

После постройки люди боялись находиться внутри этого здания, настолько непривычным для них была масштабная конструкция покрытия со стеклянными вставками. К счастью, на сегодняшний день люди гораздо спокойнее относятся к конструкциям купольного типа и могут без страха

наслаждаться их видом изнутри помещения.



Рис.2. Купол Festhalle Frankfurt

Концертный зал «Festhalle Frankfurt» построен в 1909 году во Франкфурте в Германии. Купол высотой 40 метров, по конструктивной схеме является ребристым и поддерживается мощными металлическими балками. Он перекрывает пролет площадью 5646 метров.

В России тоже существуют купольные покрытия театров. Примером

может служить Московский международный Дом музыки, построенный в 2002 г. Он также имеет ребристую конструктивную структуру. Меридиональные ребра купола представляют собой фермы, а опорным кольцом служит железобетонное кольцо, опирающиеся на нижележащие колонны.



Рис.3. Купол Московского международного Дома музыки

Другим примером является купол Концертного зала Москва-сити, построенного в 2018 году. Он сферический, имеет пролет 64 м и высоту 14 м. Также является ребристым куполом, с решетчатыми ребрами, опирающимися на железобетонный контур. В центре купол имеет сетчатую оболочку. К тому же, покрытие этого



Рис.4. Купол Концертного зала Москва-сити

сооружения трансформируемое и может сдвигаться для открытия помещения.

Необычным и ультрасовременным решением обладает купол Большого национального театра в Пекине, построенный в 2007 году. Он относится к куполам-оболочкам. Он имеет овальную форму с размерами 212 м на 143 м, высота купола составляет 47 м. Конструкция состоит из 148 стальных ферм, облицованных стеклянными и титановыми панелями. Этот театр на сегодняшний день является самым большим в мире. Еще одной интересной деталью является тот факт, что здание заглублено под землю на 30 метров.



Рис.5. Купол Большого национального театра в Пекине

Таким образом, применение купольных покрытий театров имеет массу преимуществ и перспективы развития благодаря тому, что они являются невероятно привлекательными внешне и экономичными при возведении. Однако, при постройке купольных покрытий следует учитывать и некоторые негативные моменты, главным из которых является нарушение акустики залов за счет появления эха. В настоящее время для устранения этого недостатка применяются различные способы, такие как установка ребер внутри купола или подвесных акустических потолков.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Лебедь Е.В., Алукаев А.Ю.* Большепролетные металлические купольные покрытия и их возведение // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. М. 2018. Т. 14. № 1. С. 4—16. DOI: 10.22363/1815-5235-2018-14-1-4-16.
2. *Кулагина Т.О., Климова А.А., Агеева Е.Ю.* Купола-оболочки в бионической архитектуре на примере большого национального театра в Пекине // *Материалы X Международной студенческой научной конференции «Студенческий научный форум»*.

КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ДЕРЕВЯННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА НОРВЕГИИ

Норвегия – одна из самых красивых стран мира. Норвегия славится своими деревянными домами, стоящих более полувека, и имеют свой уникальный стиль. Он отражает в себе смесь скандинавской мифологии и кораблестроения. Сейчас в этой стране насчитывается, по меньшей мере, 250 деревянных домов, построенных до 1300-ых годов.

Ставкирка – это особый тип норвежских деревянных церквей. Церкви эти построены были в 10 -13 веках из брёвен без единого гвоздя подобно принципу постройки викингами своих кораблей "даккар" .

Название ставкирки было дано не случайно. При строительстве церквей использовалось четыре бревна, расположенных внахлест, соединенных в виде квадратной рамы, а вдоль нее в землю вкапывались бревна, называемые "ставами". Церкви, обладающие ярко выраженным столбом назывались мачтовыми



В строительстве чаще всего использовалась сосна. С нее сдирали витки и кору. После обработки дерево несколько лет сушилось и в последствии использовалась по назначению. Но такие церкви стояли недолго, поэтому впоследствии фундамент стали делать уже каменным. Все церкви, дошедшие до нашего времени, построены именно таким способом. К этому стоит добавить то, что жители должны были каждые три года смолить брёвна.

Ставкирки привлекают свое внимание не только долговечностью. Они так же сочетают в себе необычные религиозные символы с языческой культурой. Например эти церкви украшались головой змеи или дракона. Объяснение этому можно найти в скандинавских мифах. Так же на крышах можно было заметить различные кресты. На некоторых церквях можно было заметить красивый резной орнамент.



На этой фотографии (рис.1) изображена самая древнейшая церковь в норвегии. Это здание было построено еще в 1160 году. На данный момент церковь представляет собой музей. Церковь в Боргунде была построена как раз по подобию кораблей «даккар». Ее строение представляет собой каркас из вертикально установленных брёвен и шпангоутов, обшитый плахами.

Зеленые крыши еще одна из древнейших традиций Норвегии. Такой стиль прекрасно вписывается в природу и фауну, а также является очень даже практичным решением.

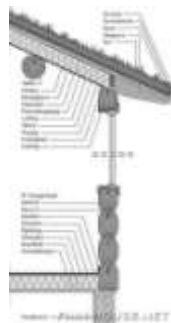


Крыша из дерна имела несколько значительных преимуществ перед другими кровлями. Во-первых такая крыша практически не проводит звук, что делает ливень или град почти бесшумным. Во-вторых подобная крыша имеет низкую теплопроводность и позволяет поддерживать оптимальную температуру при суровом норвежском климате. И на последок такая крыша славится своей долговечностью и неприхотливостью.

В качестве изоляции применялась березовая кора, уложенная изнанкой вверх. Для закрепления бересты (вместо гвоздей) кору присыпали обыкновенным дерном. В итоге – неожиданный внешний вид крыши. Зеленая лужайка над домом!

Дерево – древнейший строительный материал, применяемый не только в центральной Европе, но и в России и в Норвегии. Основа деревянного строительства в Норвегии – каркас. Преимущество такой схемы очевидно. Во-первых такая конструкция обеспечивает лучшую устойчивость нежели горизонтально расположенные бревна. Во-вторых при вертикально расположенных бревнах отсутствует усадка. Зеленая крыша безусловно выглядит красиво и подчеркивает принадлежность человека к природе. Качество и надежность норвежской архитектуры подтверждена годами

Но при всех своих неоспоримых преимуществах такой стиль имеет и свои недостатки по сравнению например с архитектурой древней Руси. Например в каркасной схеме при высыхании в дереве образовывались трещины. Зеленая крыша имела очень большой вес, из-за чего приходилось усиливать конструкцию



Норвежский стиль получился настолько уникальным из-за особенностей местного климата. В других странах, например в России, где применяли конструктивную форму в виде деревянного сруба из горизонтально уложенных и притесанных друг к другу бревен. Каждый ряд которых создавал венец. Из-за особенностей климата зеленая крыша не выглядела бы так привлекательно, поэтому мы использовали соломенную крышу, что так же подчеркивала единство с природой и имела схожие свойства, но при этом весила гораздо меньше, что существенно упрощало конструкцию

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Пилявский В.И., Тиц А.А., Ушаков Ю.С.* История русской архитектуры., 2003. 1-10 с..

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ ДРЕВЕСИНЫ

Строительство высотных жилых домов и бизнес-центров из дерева – тенденция, набирающая все большую популярность в странах Европы и Америки. Технологии деревянного строительства постоянно совершенствуются, и уже становится очевидным тот факт, что строить из дерева – это выгодно, быстро, надежно и безопасно. С каждым годом появляются все новые рекорды возведения многоэтажных зданий.

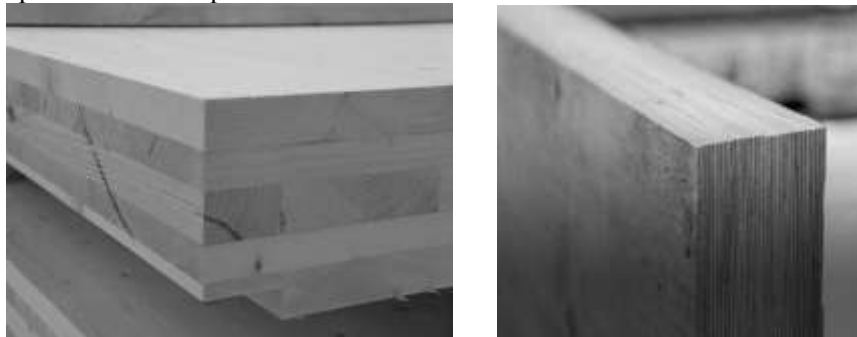
Для возведения многоэтажных домов используются высокопрочные композитные материалы на основе древесины, в частности – LVL брус и CLT панели. Первый из них применяется в качестве вертикальных и горизонтальных элементов несущего каркаса здания. Материал представляет собой многослойный шпон из дерева хвойных пород. Волокна слоев располагаются параллельно, толщина каждого слоя составляет около 3 мм.

Безопорный пролет балок из LVL бруса может достигать 36 м, а ферм – 42 м и более. Брус не дает усадки и остается геометрически стабильным на протяжении всего срока службы. В отличие от обычного дерева LVL не подвержен воздействию микроорганизмов, не деформируется от сырости, устойчив к химической агрессии. Современные технологии изготовления позволяют добиться высокой степени готовности строительных конструкций, а сборка деревянного каркаса на площадке выполняется по аналогии с монтажом быстровозводимых зданий из стали.

CLT плиты и панели – композитный материал, изготавливаемый методом перекрестного склеивания слоев древесины. Применяется в качестве ограждающих конструкций, плит перекрытия и покрытия зданий. Конструкции CLT отличаются легкостью, пожаробезопасностью, высокими показателями прочности, тепло- и звукоизоляции. В настоящее время выпускаются CLT плиты толщиной от 60 до 400 мм.

Материалы CLT и LVL могут комбинироваться друг с другом. Например, каркас здания может состоять из LVL бруса, а стены и перекрытия – из панелей CLT. Существуют также гибридные варианты строительства, когда основные элементы каркаса монтируются из железобетона, а ограждающие конструкции и второстепенные балки – из композиционной древесины. Причинами такого подхода могут

являться, в том числе слишком жесткие (и не всегда обоснованные) требования пожарной безопасности.



а
б
Рис. 1. Материалы для выполнения каркаса:
а) CLT-панель,
б) LVL-брус

Рассматривая многоэтажные здания из дерева, можно понять, что информации как по их конструктиву, так и по их расчету в принципе очень мало или она вовсе отсутствует. Каждый материал хорош по своему и вместе с недостатками древесины, у нее есть и масса положительных качеств. В зарубежной практике есть определенный наработанный опыт по проектированию и строительству таких зданий, в том числе присутствуют и практические, примеры возведенных и эксплуатируемых зданий. В России же таких примеров единицы и даже имеющиеся сильно отстают от аналогов. Нарботок же по их проектированию, расчету и того меньше.

Стараясь опираться на реально возведенные здания, рассмотрим студенческое общежитие в Канаде. В данном случае здание представляет некий гибридный вариант где лифтовые шахты выполнены из железобетона и представляют собой ядра жесткости. Первый этаж также был выполнен в железобетоне исходя из требований по пожарной безопасности. Остальные же несущие и ограждающие конструкции здания были выполнены из древесины и дополнительно обшиты гипсокартоном.

Строительство здания из древесины имеет ряд преимуществ. Для развития этой области необходимо произвести анализ работы такого здания как системы. Взяв за основу опыт возведенных зданий основной задачей являются:

- задание каркаса многоэтажного здания из древесины
- определение требуемых сечений элементов
- определение усилий

- рассмотрение работы конструкции как системы
- возможность и целесообразность строительства
- конструирование узлов

За идею каркаса здания возможно взять железобетонные каркасы и, рассмотрев принципы конструирования аналогичных узлов в железобетоне и металле, попытаться сконструировать аналогичные узлы для деревянных элементов. Впоследствии, рассчитав такой каркас можно будет судить о целесообразности применения конструкции и выборе сечений элементов. Ниже представлена расчетная модель и предлагаемые конструктивные узлы.

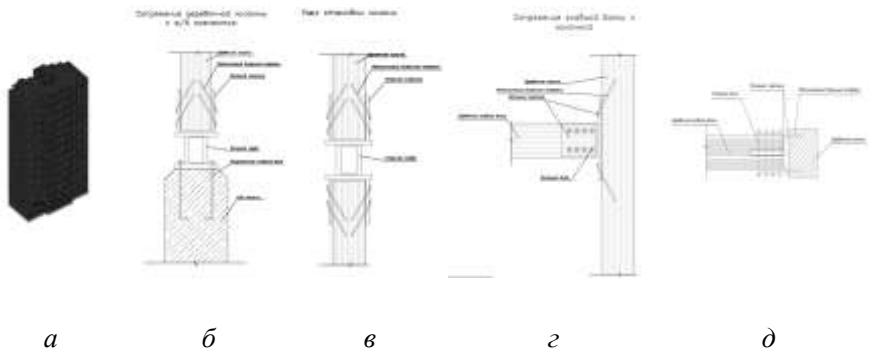


Рис. 2. Расчетная модель и конструктивные решения:

- Расчетная модель здания в ПК ЛИРА-САПР,
- Узел сопряжения колонны с ж/б элементом,
- Узел сопряжения колонн,
- Сопряжение главной балки с колонной (фронтальный вид),
- Сопряжение главной балки с колонной (вид сверху)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Гринь И.М., Фурсов В.В. Проектирование и расчет деревянных конструкций: Справочник. 1988 г.- 240с.
- Дыховичный Ю.А., Жуковский Э.З., Ермолов В.В. и др. Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево, пластмассы): Справочник. Высш. шк., 1991-543 с.

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ДЕРЕВЯННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НОРМАМ ЕВРОПЕЙСКОГО КОДА

При проектировании деревянных конструкций расчет производится в соответствии с нормами, содержащимися в EN 1995, применяемый вместе с EN 1990 и EN 1991, методом предельных состояний.

Аналогично нормам СНиП II-25-80, по Еврокоду 1995 расчет строительных конструкций включает две группы предельных состояний:

- предельные состояния по полной непригодности – это состояния, при котором происходит разрушение конструкции в результате потери устойчивости, прочности и т.д;

- предельные состояния по эксплуатационной непригодности – это состояния, связанные с дефектами конструкции, возникающими при её эксплуатации: деформации, вибрации, повреждения в виде трещин и другие изменения внешнего вида.

Для каждого предельного состояния должна быть обеспечена надежность, безопасность и долговечность деревянных конструкций. Поэтому расчет конструкции включает в себя расчет по предельным состояниям в сочетании с методом частных коэффициентов.

Использование метода коэффициентов необходимо для того, чтобы предусмотреть влияние каких-либо факторов на прочность конструкций. Т.е. задача при проектировании заключается в уменьшении возможного превышения эффекта от нагрузок. Так, в методе частных коэффициентов воздействие некоторых видов факторов учитывают умножением нормативных значений нагрузки и делением нормативных значений сопротивлений на коэффициенты безопасности. К основным параметрам, определяющим значения коэффициентов безопасности, относятся: воздействия на конструкцию, геометрические размеры и свойства материала.

Для состояния полной непригодности конструкции в результате разрушения, необходимо проверить следующее условие:

$$S_d \leq R_d \quad (1)$$

Для состояния полной непригодности конструкции по потере равновесия, как твердым телом, проверка будет следующей:

$$S_{d,dst} \leq S_{d,stab} \quad (2)$$

Для состояния эксплуатационной непригодности конструкции выполняется проверка следующего условия:

$$S_d \leq C_d, \quad (3)$$

где S_d – расчетное значение результатов воздействия;

R_d – соответствующее расчетное сопротивление;

$S_{d,dst}$ – расчетная величина результата воздействия, нарушающего равновесие;

$S_{d,stab}$ – расчетная величина результата уравнивающих воздействий;

C_d – установленная величина.

Предельное состояние может наступить в различных расчетных ситуациях: эксплуатационной, временной, особой, сейсмической и т.д. В обычных расчетных ситуациях выделяют два типа воздействия: постоянное G и временное Q .

Значения данных воздействий являются нормативными и приведены в EN 1995 и обозначаются подстрочным индексом k (G_k, Q_k).

При составлении расчетных комбинаций по российским нормам величина нормативной нагрузки умножается на коэффициент (надежности по нагрузке, условия работ и т.д.), в Еврокоде же вводится понятие «величина-представитель» - величина, представленная в сочетании.

Величины-представители могут быть следующих типов:

- комбинационная величина $\psi_0 Q_k$;

- обычная величина $\psi_1 Q_k$;

- полупостоянная величина $\psi_2 Q_k$.

Прежде чем составить сочетания нагрузок, устанавливают возможные случаи загрузки конструкции, распределения нагрузок, виды деформаций и несовершенств конструкции, оказывающих влияние на работу конструкции. Далее составляют основное сочетание для проверки предельных состояний полной непригодности:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

где γ – коэффициент, аналогичный коэффициентам надежности по нагрузке в нормах РФ, называемый частным коэффициентом безопасности по нагрузке. Он учитывает неблагоприятное отклонение воздействия, вероятность неточного моделирования и неопределенность в оценке эффекта от этого воздействия.

$\gamma_{G,j} G_{k,j}$ – расчетная величина постоянной нагрузки;

$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ – расчетная величина временной нагрузки, имеющей наибольшую долю влияния;

$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ – расчетное значение комбинационной величины временной нагрузки с номером i .

Принцип сочетания нагрузок:

- постоянная нагрузка всегда учитывается;

- одна временная нагрузка входит в сочетание своей нормативной величиной, а все другие временные нагрузки - величинами, представленными в комбинации, т.е. $\psi_0 Q_k$.

Сочетания нагрузок для предельных состояний эксплуатационной непригодности деревянной конструкции определяются следующим образом:

- нормативное сочетание:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}; \quad 5)$$

- обычное сочетание:

$$\sum G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}; \quad 6)$$

- полупостоянное сочетание:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad 7)$$

Тип сочетания выбирается в зависимости от проверяемого эффекта. Наибольший результат получается при использовании нормативного сочетания (5), но это дает очень кратковременный эффект. Чтобы получить средние значения деформаций, составляют сочетание с коэффициентами ψ_1 и ψ_2 (6). А если необходимо рассмотреть длительные деформации, воспринимаемые конструкцией постоянно, составляют полупостоянное сочетание (7).

Таким образом, расчет по предельным состояниям по европейским нормам во многом схож с расчетом по нормам российских стандартов, с тем отличием, что в Еврокоде применена более широкая система использования коэффициентов, учитывающих материал, характер воздействия нагрузок, их длительность и вероятность их появления.

В настоящее время происходит сближение отечественных норм с нормами Европейского Союза. Последняя версия СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции» уже актуализирована с учетом некоторых положений европейских норм.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Порто Дж., Росс П., науч. ред. пер. В.И. Линьков.* Руководство для проектировщиков к Еврокоду 5: Проектирование деревянных конструкций. EN 1995-1-1: пер. с англ. – Москва: МГСУ, 2013. – 308 с.
2. *Ягнюк Б.Н.* Теоретические основы расчетных зависимостей в стандарте EN 1995-1-1 (Еврокод 5) на проектирование деревянных конструкций: Монография. – М.: Изд-во АСВ, 2017. – 168 с.

ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ИЗ ДРЕВЕСИНЫ

Первоначальное отношение к строительству уникальных зданий и сооружений из древесины было достаточно скептическим в виду того, что людям было в новинку воспринимать дерево как материал, применяемый там, где традиционно используются изделия из железобетона или металла. Но прошло немного времени и сомнения по поводу целесообразности эксплуатации сошли на нет, хотя древесина как материал и имеет ряд характеристик, отрицательно влияющих на ее работу, положительные свойства, такие как: малая плотность, малая теплопроводность, способность к изгибу и др. существенно превалируют над ее недостатками.

Особое внимание при устройстве уникальных зданий и сооружений из древесины стоит уделять обеспечению надежности соединения элементов, индустриальности их изготовления и возможности транспортировки на дальние расстояния. Рассмотрим две основные особенности, ограничивающие допустимости использования данных конструкций при возведении любых уникальных зданий, а именно узловые соединения и конструкции перекрытия.

Традиционные узловые соединения, применяемые для конструкций из дерева (нагельные, болтовые, на врубках, металлических зубчатых пластинах и шайбах и др.) не способны создать условия, при которых соединяемые деревянные элементы обеспечат требуемую надежность при работе на растяжение и сдвиг. В результате исследований были разработаны и применены новые решения стыков и узлов деревянных клееных конструкций



Рис. 1. Перекрытие бассейна из клееной древесины

для основных видов напряженно-деформированного состояния. В основу конструкции узлов положена универсальная схема жесткого стыка с наклонными клееными связями, что позволяет сократить

расход стали в 5-6 раз, и в то же время повысить жесткость и прочность. Необходимость использования жестких стыков в основном связана с габаритными, технологическими или конструктивными проблемами. Узлы, используемые в стыках жестких нитей, башнях, фермах и др., являются наиболее ответственными местами в конструкциях, поэтому их конструируют так, чтобы они могли воспринимать необходимые изгибающие моменты и перерезывающие силы, в том числе из плоскости. Многочисленные обследования аварий клееных деревянных конструкций показали, что узлы соединения конструкций, воспринимающих сдвиг, часто используемые при проектировании мостов и подкрановых балок, чаще всего приходили в состояние негодное для эксплуатации при скалывании. Проведенные разборы и анализы позволили подготовить рекомендации по проектированию балок сплошного и составного сечения с повышенной сдвиговой жесткостью. Они включены в нормы и используются при конструировании балочных систем.

Существует значительная номенклатура конструкций перекрытий уникальных зданий и сооружений из древесины. Основными конструктивными схемами являются балки, сборные арки, сборные трехшарнирные рамы, сборные двухшарнирные рамы и сборные фермы и пространственные конструкции, рассмотрим отличительные особенности каждой схемы. Наиболее часто встречаются арочные конструкции, к их достоинствам можно отнести то, что они снимают ограничения по пролету, накладываемые условиями изготовления и транспортировки, их экономичность.

Преимущество рамных конструкций перед арочными заключается в обеспечении ими большой высоты приопорной зоны. Если же предпочтение отдается балочным конструкциям потому,



Рис. 2. Перекрытие «АТЕЛИКА ЛИПКИ»

что они при помощи простых конструктивных приемов позволяют найти красивое и оригинальное архитектурное решение. Деревянные фермы применяются при необходимости устройства плоских перекрытий с пролетами, превышающими 21 м, благодаря специфике работы элементов фермы удастся более рационально, чем в балках и рамах, использовать материал.

Конструктора нашли применение такого особенного материала как древесина в уникальных зданиях и сооружениях, применив его в узловых соединениях и конструкциях покрытий. На основании вышеизложенного стоит отметить, что использование деревянных конструкций помогает подчеркнуть эстетическую составляющую проекта, а опыт эксплуатации данных зданий и сооружений выявил многие преимущества и новые возможности для дальнейшего применения подобных конструкций.

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СТАЛЬНЫХ КАРКАСОВ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЗДАНИЙ

При строительстве промышленных зданий со стальными каркасами в районах с высоким уровнем сейсмической активности масштабы применения стальных конструкций значительно выросли.

При проектировании стальных каркасов промышленных зданий и сооружений можно выделить три основных положения:

- снижение собственной массы здания;
- уменьшение ускорений всех конструктивных элементов каркаса и здания в целом;
- исключение больших концентраций напряжения.

Анализ материалов по произошедшим авариям позволил выявить главные причины, вызывающие данные разрушения. К ним относятся:

- а) несоблюдение технологии производства монтажных работ – 34%;
- б) ошибки при монтаже узлов сопряжения конструкций – 26%;
- в) отступление от правил технической эксплуатации – 16%.

Без чего неосуществимо последующее усовершенствование методов расчета на сейсмические воздействия, так это взаимодействие конструкций и основания с целью обеспечения требуемой прочности конструкции, гарантирующей надежность зданий.

Учет упругой податливости основания способствует дальнейшему уточнению расчетной схемы конструкций здания. Так как на частотах, периодах и формах собственных колебаний сооружений отражается податливость основания, что и влияет на величину сейсмических усилий. Это имеет особое значение для жестких сооружений, поперечные смещения которых от податливости основания сравнимы со смещениями от деформации сооружения в зависимости от конструкции фундамента и свойств грунтов, когда возможен упругий сдвиг и поворот фундамента по основанию или обе деформации одновременно.

На поверхности рыхлых грунтов, при колебаниях массивных сооружений в задачах теории сейсмостойкости необходим учет инерции инерционных свойств грунтов основания. Учет инерции упругого основания дает возможность для заданных параметров колебаний проектировать сооружения в 2-2,5 раза легче. Таким образом, проектирование здания с учетом инерции упругого основания даст более чем существенный экономический эффект и возможность точнее предсказать работу реальных объектов.

Это легко доказывается на примере простейших каркасов промздания в П-образных рамах с 3-мя массами, расчет производился при помощи программного комплекса «Ли́ра» по реальной акселерограмме Ташкентского землетрясения. Была учтена податливость основания на базе Баркана-Савинова. Известно, что податливость основания для гибких конструкций играет менее важную роль, чем для жестких.

Сопоставление расчета реальной акселерограммы с расчетом по нормативной (СНиП 11-7-81) при одинаковой балльности землетрясения (7б) привел к значительному различию результатов (см. рис. 1).

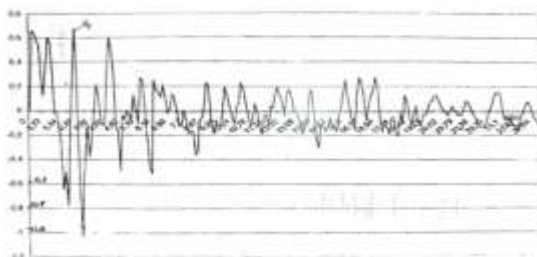


Диаграмма 1.Акселерограмма Ташкентского землетрясения (7 баллов)

Используем каркас одноэтажных промзданий (рис.1) для расчета МК.

Расчет ведется с помощью программного комплекса «Ли́ра» по акселерограмме землетрясения в Ташкенте (7б).

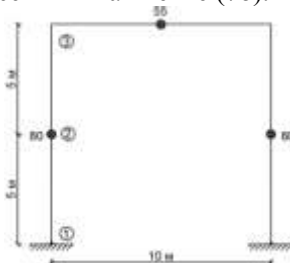


Рис. 1.

Модель Баркана-Савинова (рис. 2) примем в качестве модели расчета на податливость основания.

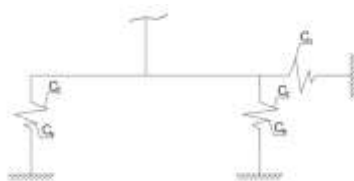


Рис. 2.

Таблица 1

Результаты расчетов по акселерограмме с жесткими каркасами с учетом податливости фундамента

| № п /п | Без учета податливости основания | С учетом податливости основания |
|--------|----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | 2. | 3. |
| 1 | 1,864 | 1,313 |
| 2 | 0,864 | 0,731 |
| 3 | 1,064 | 1,048 |

Вывод: на основе данных полученных при расчете, можно сделать вывод, что при жестком основании конструкции важно учитывать податливость основания. Однако изгибающий момент, с учетом податливости, снижается примерно на 27% в сравнении с вариантом без учета податливости основания.

Таблица 2.

Результаты расчетов по акселерограмме с гибкими каркасами без учета податливости фундамента

| № п /п | Без учета податливости основания | С учетом податливости основания |
|--------|----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | 2. | 3. |
| 1 | 0,474 | 0,446 |
| 2 | 0,194 | 0,189 |
| 3 | 0,266 | 0,254 |

Вывод: на основе данных полученных при расчете, можно сделать вывод, что если конструкции гибкие, то учет податливости основания не имеет большого значения. Однако изгибающие моменты с учетом податливости изменяются на 7% в сравнении с вариантом без учета податливости основания.

*Студентка 3 курса 7 группы ИГЭС Суюнова Ф.А.,
Студент группы 4 курса 21 группы ИСА Глазиев А.
Научный руководитель – доц., канд. техн. наук, доц. Р.С. Ольфати*

РАЗВИТИЕ АНАЛИТИЧЕСКОЙ ТЕОРИИ ИНЖЕНЕРНОЙ СЕЙСМОЛОГИИ

Первоначально в развитии теории было сделано предположение, что все точки здания перемещаются аналогично перемещению земли (Омори, 1900г.). При этом горизонтальная сейсмическая сила S во время землетрясения равна

$$S = A \times Q,$$

где $A = a/g$ – коэффициент балльности; $Q = mg$ – вертикальная нагрузка на здание; a – горизонтальное сейсмическое ускорение; m – масса конструкции; g – ускорение силы тяжести.

Дальнейшее развитие теории основано на необходимости учета деформируемости сооружений при колебаниях

Первая попытка решения этой задачи с учетом конструкции как одномассовой упругой системы (осциллятор) была сделана в 1920 г. (Мононобе и Сато), которая привела к расчетной формуле

$$S = A\beta Q,$$

где появившийся коэффициент β назван «коэффициентом динамичности».

Дальнейшее развитие динамической теории инженерной сейсмологии связано с изучением этого коэффициента в работах К.С. Завриев, А.Г. Назаров, И.Л. Корчинский, С.В. Медведев, Н.А. Николаенко, С.В. Поляков и другие.

Особенно значимая роль в развитии современного состояния теории сейсмологии и сейсмостойкости инженерных сооружений в России принадлежит И.Л. Корчинскому, который в 1954 г. пришел к следующей расчетной формуле сейсмического воздействия на любую k -тую массу для систем со многими степенями свободы

$$S_k = A\beta\eta_k Q_k,$$

где η_k – коэффициент формы колебания.

За 40-летний период нормы изменялись несколько раз (в 1969, 1977, 1982, 1989 и 2000 гг.). В настоящее время (СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах) расчетная сейсмическая нагрузка определяется по формуле

$$S_{ik} = K_1 S_{oik},$$

где K_1 – коэффициент, учитывающий тип зданий и сооружений.

$$S_{oik} = Q_k A\beta_i K_{\psi} \eta_{ik},$$

где K_{ψ} – коэффициент, учитывающий характеристики зданий сооружений.

Динамический коэффициент β_i принимается в зависимости от категории грунтов по сейсмическим свойствам (I, II, III) в виде спектральной кривой.

В зависимости от категории грунта строительной площадки определяется ее балльность, так что для грунта I категории балльность уменьшается на единицу, а для III категории балльность возрастает на единицу. Для грунта II категории балльность площадки совпадает с балльностью района.

Следует отметить, что динамический коэффициент β_i принимается единым для конструкций из любого материала, что, на наш взгляд, является недостаточно обоснованным. Для этого специально был изучен динамический коэффициент с позиции решения дифференциальных уравнений колебания осциллятора. Получена формула коэффициента β при резонансе

$$\beta = \frac{\pi}{\delta + \sqrt{\frac{\delta\delta_0}{2} + \delta_0}}$$

где δ - логарифмический декремент затухания свободных колебаний сооружений, зависящий от материала конструкции;

δ_0 - логарифмический декремент затухания колебаний основания.

Таким образом, для конструкций указанный коэффициент β будет достигать следующих значений:

$\beta = 9 \div 10$ – для металлических конструкций

$\beta \cong 6$ - для железобетонных конструкций, что и было принято И.Л. Корчинским в качестве эталона.

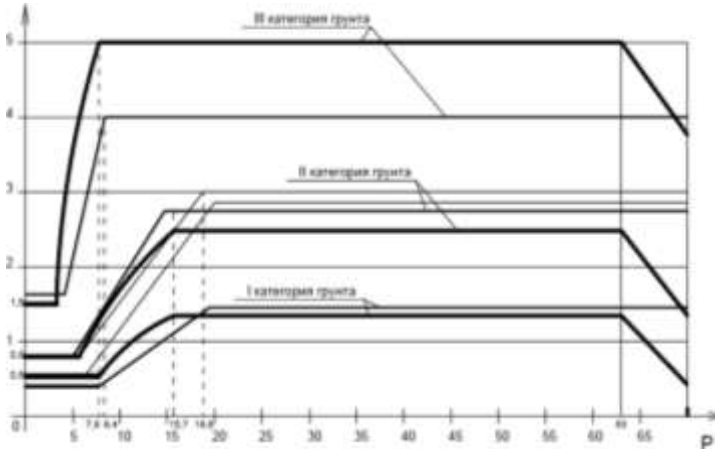


Рис.1 Коэффициент β приведенный к сейсмическим площадкам (7, 8 и 9 баллов)

В работе приведены графические изображения коэффициента β_i в функции частоты колебания $p_i = \frac{21T}{T_i}$, что позволяет более наглядно отобразить временной процесс изменения динамического коэффициента в нормах СССР и России (рис. 1). При этом коэффициент β_i принят для балльности строительной площадки в зависимости от категории грунта.

Таким образом, можно видеть, что в последних нормах величина β получила существенно дифференциацию. При этом наблюдается увеличение β для слабых (рыхлых) грунтов площадки и, наоборот, снижение β для прочных (скальных) грунтов.

Для наиболее часто встречающихся грунтов II категории изменение β за 40 лет оказалось незначительным.

Основное внимание большинства специалистов уделяется проблеме взаимодействия сооружения с грунтом основания. В наиболее общей постановке эта проблема может быть сформулирована в виде динамической контактной задачи сопряжения основания и сооружения.

Учет геометрически линейного характера работы представляется актуальным, скорее всего, для достаточно гибких сооружений (труб, матч и т.д.), где эффект может оказать влияние на результаты сейсмического расчета; учет физической нелинейности актуален, в основном, для сооружений, несущие конструкции которых выполнены в железобетоне.

Вероятностные методы в теории сейсмостойкости сооружений являются основным научным направлением дальнейшего развития. В настоящее время общепризнано, что сейсмическое воздействие может быть представлено в виде нестационарного случайного процесса.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ньюмарк Н. Основы сейсмостойкости строительства. М., 1990.
2. Буршалин Н.А. Вероятностные задачи расчета зданий на сейсмические воздействия. М., 1992 г.
3. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. – М.: Минстрой России, 2018.

СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МЕМБРАННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ СТАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Основным требованием к сталежелезобетонным конструкциям перекрытий является обеспечение совместной работы стальных элементов с железобетонной плитой. Растягивающие усилия воспринимает стальная часть, бетон работает на сжатие, благодаря чему достигаются минимальные размеры сечения и экономия материалов.

Виды изгибаемых сталежелезобетонных конструкций перекрытий по СП 266.1325800.2016: 1) сталежелезобетонные плиты по профнастилу, который на стадии изготовления выполняет функцию несъемной опалубки, а при эксплуатации включается в работу в качестве внешней рабочей арматуры (рис.1,а); 2) композитные конструкции из железобетонных плит и частично или полностью обетонированных стальных балок (рис. 1,б).

В перекрытиях для объединения конструкции применяются особые упоры (п.6.2.4.4 СП 266.1325800.2016), воспринимающие сдвиговые усилия при изгибе.

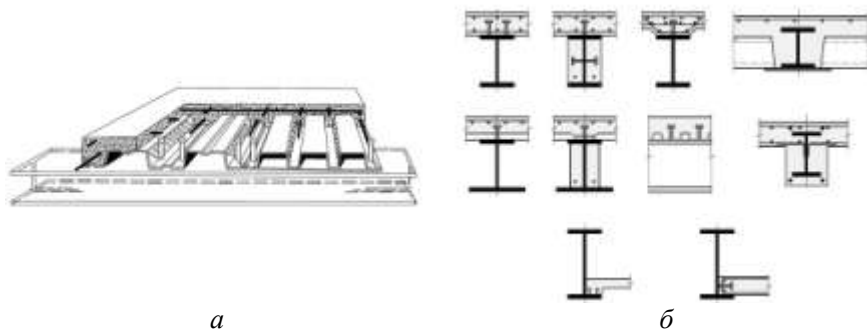


Рис.1. Изгибаемые сталежелезобетонные конструкции перекрытий:
а) сталежелезобетонные плиты по профнастилу, б) композитные балки.

Сталежелезобетонные конструкции имеют значительные преимущества по сравнению с традиционными несущими конструкциями. К недостаткам сталежелезобетонных конструкций следует отнести необходимость устройства дополнительных анкерных упоров, что увеличивает трудоемкость и стоимость.

Одним из перспективных видов сталежелезобетонных конструкций служат мембранные системы с сформированным на них монолитным бетонным слоем, в которых эффективно используется работа стали на растяжение, а бетона – на сжатие.

Мембранные оболочки благодаря малой толщине (2-6 мм) характеризуются безмоментным двухосным напряженным состоянием и, в отличие от других висячих конструкций, удачно совмещают в себе функции несущей и ограждающей конструкции.

Недостатки мембранных конструкций связаны с большой площадью поверхности открытого металла, что вызывает проблемы с огнестойкостью и коррозионную уязвимость. Незначительный собственный вес и пренебрежимо малая изгибная жесткость определяет необходимость стабилизации формы поверхности мембраны положительной гауссовой кривизны. Использование бетона в мембранных перекрытиях позволяет увеличить огнестойкость и защитить сталь от коррозии. Кроме того, бетон является пригрузом для стабилизации мембраны.

Опорный контур работает в двух плоскостях на сжатие с изгибом. Также в нем возникают крутящие моменты. Мембрана крепится к контуру через опорный столик. В таком случае действия цепных усилий проходят через центр тяжести поперечного сечения контура [1]. Также исследована работа опорного контура при креплении мембраны с эксцентриситетами [2]. Наиболее рациональные формы в плане – круг или овал, а также вписанные в них многоугольники. Углы прямоугольных в плане перекрытий выполняются с применением распорок [1].

Вертикальные усилия от поперечной нагрузки на перекрытие и горизонтальные усилия от перемещений опорного контура передаются на колонну. Вертикальная нагрузка является составляющей цепного усилия в мембране. Узлы крепления конструкций к колонне шарнирные.

Висячие мембранные оболочки в свое время нашли применение в большепролетных сооружениях. Однако они могут применяться и на небольших пролетах. Одним из перспективных направлений является использование сталежелезобетонных мембранных перекрытий в многоэтажных зданиях со стальным каркасом [3].

Предлагаемая конструкция перекрытия состоит из контурных балок: уголков, монтирующихся к двутавровым ригелям каркаса (рис.2) или швеллеров, которые крепятся шарнирно к консолям колонн, мембраны из стального оцинкованного листа (0,5-1 мм) и монолитного бетонного слоя (50-250 мм) с пустотообразующими вкладышами [4].

Формируемый диск перекрытия обладает большой жесткостью в горизонтальной плоскости, огнестойкостью и коррозионной стойкостью. Предварительные расчеты показывают, что деформации перекрытия от расчетных нагрузок не превышают 40 мм. Кроме того решаются вопросы звукоизоляции, устройства подвесного потолка с креплением вентиляционного и осветительного оборудования на

гибких подвесках непосредственно к мембране [1]. При этом строительная высота перекрытия не превышает высоту сечения ригеля каркаса или контурной балки.

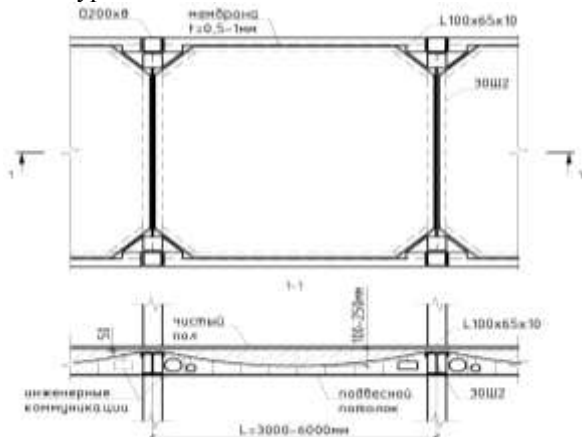


Рис.2. Конструкция сталежелезобетонного мембранного перекрытия

Таким образом, сталежелезобетонные мембранные перекрытия обладают рядом преимуществ по сравнению с существующими конструкциями: уменьшение строительной высоты перекрытия, снижение трудоемкости монтажа, экономия материалов. Перспективными являются вопросы исследования работы контурных балок на различных стадиях жизненного цикла, а также возможностей транспортировки конструкций заводской готовности, перекрывающих требуемые пролеты.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по проектированию мембранных покрытий на прямоугольном плане для реконструируемых сооружений и зданий. // Москва, 1989 г.
2. Туснин А.Р. Особенности взаимодействия мембраны, прикрепленной с эксцентриситетом к опорному контуру из замкнутых тонкостенных прямоугольных профилей. // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 12. С. 47-50.
3. Туснин А.Р., Вараксин П.А. Типовой стальной каркас пятиэтажного здания. // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 10. С. 45-49.
4. Чураков А.Г. Двухосная пустотная плита с инновационными видами пустот. // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 6 (21). С. 70-88.

ЧИСЛЕННОЕ ИСЛЕДОВАНИЕ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ

Балочная рабочая площадка под оборудование представляет собой каркас в виде взаимноперпендикулярных двухпролетных рам с размерами в плане 10х32 м (рис. 1).

В продольном направлении на колонны опираются главные балки пролетом 16 м, выполненные из сварных двутавров. Опираемые главные балки на колонны реализовано сбоку. Сверху на главные балки с основным

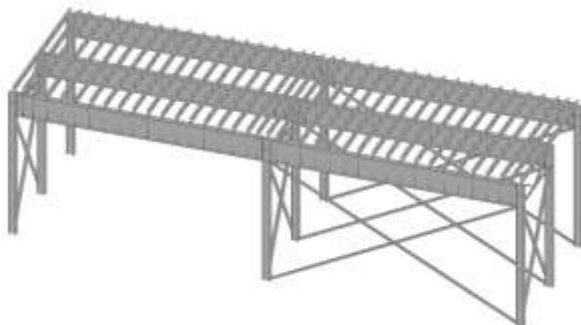


Рис. 1. Общий вид рабочей площадки

шагом 0.9 м опираются второстепенные балки из прокатных двутавров пролетом 5 м. К верхним полкам второстепенных балок приваривается стальной настил толщиной 10 мм. Сопряжение колонн с фундаментом принято жесткое, сопряжение главных балок с колоннами и балок настила с главными балками – шарнирное. Материал всех конструкций сталь С255.

На конструкции действует постоянная нагрузка от собственного веса, а также временная распределенная полезная нагрузка $q = 32$ кПа.

Пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость каркаса обеспечивается за счет жесткого закрепления колонн в фундаменте, установки вертикальных связей в продольном и поперечном направлении, а также за счет жесткого диска настила.

Целью работы являлось численное исследование напряженно-деформированного состояния конструкций рабочей площадки, с учетом работы их в составе пространственного каркаса.

Классический расчет отдельных конструктивных элементов рабочей площадки (колонны, главные балки, балки настила и т.д.) выполняется по правилам строительной механики с применением плоских расчетных схем. При этом с учетом принятых узлов опирания главных балок и балок настила, для расчета используются следующие формулы [1,2]:

$$\text{-максимальный момент в середине пролета балки: } M_y = \frac{q \cdot L^2}{8};$$

- максимальная поперечная сила на опоре балки $Q = \frac{q \cdot L}{2}$;
- максимальный вертикальный прогиб балок $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot J}$;
- коэффициент использования балок при проверке прочности на изгиб: $k = \frac{M_y}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c}$,

где q – равномерно распределенная нагрузка, L – пролет, E – модуль упругости стали, J , W_x – момент инерции и момент сопротивления балки соответственно, R_y – расчетное сопротивление стали.

Численный расчет пространственного каркаса рабочей площадки выполнен с использованием программного комплекса SCAD Office [3].

Рассмотрено три варианта расчетных схем рабочей площадки.

Схема 1 учитывает включение в пространственную работу только стержневых элементов каркаса (балки, колонны, связи)

Однако сплошной настил толщиной 10 мм, непрерывно приваренный к второстепенным балкам, также включается в работу и участвует в перераспределении усилий. Для учета в работе настила рассмотрены следующие схемы.

Схема 2. В схеме 2 профиль второстепенной балки задан с учетом включения в работу настила (рис. 2). В соответствии с рекомендациями [4] ширина настила толщиной t , включающаяся в работу балки двутаврового сечения принимается равной $60t$.

Схема 3. В схеме 3 настил смоделирован с использованием плоских конечных элементов.

Во всех трех схемах учтено опирание главных балок на колонны сбоку, а также поэтажное опирание балок настила, путем введения конечных элементов повышенной жесткости, модулирующих эти эксцентриситеты.

Сравнение результатов классического расчета с численными расчетами выполнено в табл. 1 и 2 для балок настила и главных балок соответственно.

Табл 1. Сравнение результатов расчета балок настила

| Параметр | Классич. расчет | Схема 1 (сх1) | Схема 2 (сх2) | Схема 3 (сх3) | Разница | | | |
|------------------------------|-----------------|---------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------|
| | | | | | Классич. расч.-сх1 | Классич. расч.-сх2 | Классич. расч.-сх3 | сх3 –сх2 |
| M_y , кН·м | 111.7 | 110.25 | 105.4 | 77.43 | - | - | - | - |
| W_x , см ³ | 596 | 596 | 709 | 596 | - | - | - | - |
| σ , кН/м ² | 18.73 | 18.49 | 14.87 | 12.98 | 1.3% | 20.6% | 30.7% | -12.7% |
| Коэф. использ. | 0.802 | 0.793 | 0.638 | 0.557 | 1.1% | 20.5% | 30.6% | -12.7% |
| f , мм | 13.00 | 13.00 | 9.6 | 5.40 | 0.0% | 26.2% | 58.5% | -43.8% |
| Q , кН | 89.36 | 88.3 | 100 | 89.97 | 1.2% | -11.9% | -0.7% | -10.0% |



Рис. 2. Схема поперечного сечения второстепенной балки с учетом включения в работу настила

Табл 2. Сравнение результатов расчета главных балок

| Параметр | Классич. расчет | Схема 1 (сх1) | Схема 2 (сх2) | Схема 3 (сх3) | Разница | | | |
|------------------------------|-----------------|---------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------|
| | | | | | Классич. расч.-сх1 | Классич. расч.-сх2 | Классич. расч.-сх3 | Схема3 – Схема2 – |
| M_{y_1} , кН·м | 6489 | 5928 | 5263 | 5859 | - | - | - | - |
| W_{y_1} , см ³ | 28334 | 28334 | 28334 | 28334 | - | - | - | - |
| σ , кН/м ² | 22.90 | 20.92 | 18.57 | 20.68 | 8.7% | 18.9% | 9.7% | 11.3% |
| Коэф. использ. | 0.985 | 0.898 | 0.797 | 0.641 | 8.8% | 19.1% | 34.9% | -19.6% |
| f_s , мм | 29.28 | 27.90 | 29.74 | 11.63 | 4.7% | -1.6% | 60.3% | -60.9% |
| Q , кН | 1622.26 | 1540.9 | 1412.7 | 1950.7 | 5.0% | 12.9% | -20.3% | 38.1% |

При учете включения в работу настила по рекомендациям [4], можем получить до 20% повышение несущей способности балок и снижение расхода материала. Моделируя настил пластинами получаем еще около 10-15% экономии (что наблюдается как для балок настила, так и для главных балок). Кроме того наблюдается существенное увеличение жесткости - снижение прогиба балок составляет до 60-70%.

В табл. 3 приведены продольные усилия в вертикальных связях.

Табл 3. Продольные усилия в вертикальных связях.

| Элемент связей | Усилия | Максимальные продольные усилия в вертикальных связях, кН | | | Разница | |
|------------------|------------|--|---------|---------|-----------------|-----------------|
| | | Схема 1 | Схема 2 | Схема 3 | Схема 1-Схема 2 | Схема 1-Схема 3 |
| Продольные связи | Растяжение | 18.47 | 17.85 | 26.27 | 3.36% | -42.23% |
| | Сжатие | - | - | -67.50 | - | - |
| Поперечные связи | Растяжение | - | - | - | - | - |
| | Сжатие | -221.17 | -223.05 | -311.67 | -0.85% | -40.92% |

Как видно, вертикальные связи активно включаются в пространственную работу каркаса. При действии только вертикальных нагрузок в связях возникают существенные продольные усилия. При расчете и проектировании связей эти усилия необходимо учитывать [5].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- СП 16.13330.2017 "Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*" (с Поправкой, с Изменением N 1)
- Металлические конструкции *Под ред. Кудишина Ю.И./* 9-е изд., стер. - М. : Академия, 2007. - 681 с.
- Карпиловский В.С. [и др.]* SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD / - М. : Изд-во АСВ, 2006. - 590 с.
- Руководство по подбору сечений элементов строительных стальных конструкций. Часть 2. – М.: ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ им. Мельникова. 1987 – 74 с.
- Туснина О.А.* Работа связей в покрытии промышленного здания со стальным каркасом // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 1. С. 37-42.

СЕКЦИЯ НАЧЕРТАТЕЛЬНОЙ ГЕОМЕТРИИ И ГРАФИКИ

Студентка 1 курса 51 группы ИСА Акулина М.С.

Научный руководитель – канд. архитектуры, доц. А.А. Фаткуллина

ГЕОМЕТРИЯ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЭПОХИ ДРЕВНЕГО РИМА

История развития архитектурных конструкций начинается ещё в неолите, продолжается многие столетия вплоть до наших дней. Система перекрытий постепенно усложнялась по мере усложнения геометрии базовых конструкций. Конструкции сводчатых пространственных перекрытий стала одним из важнейших шагов в развитии архитектуры.

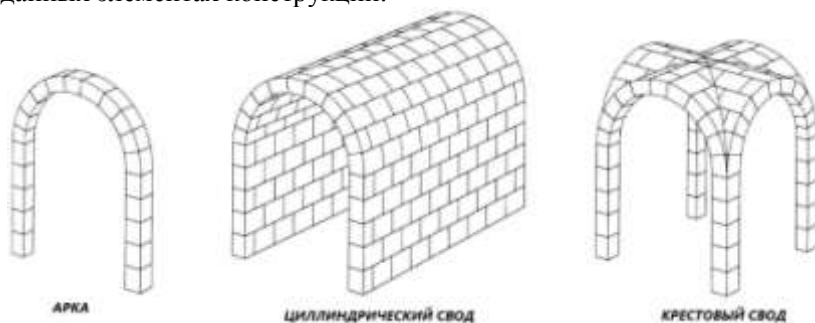
Из архитектуры древнейших цивилизаций (Месопотамии и Египта) нам известна стоечно-балочная конструкция, которая не требовала таких сложных инженерных расчетов, как, например, постройки эпохи Древнего Рима, поскольку элементы (чаще имеющие форму параллелепипеда)данной системы стыкуются под прямым углом. Стоечно-балочная конструкция также была доминирующим принципом строительства в Древней Греции: все основные типы храмов представляют собой конструкцию из столбов (колонн) и опирающегося на них горизонтального перекрытия (плоская или двускатная крыша). Значительным недостатком данной конструкции является ограничение ширины пролета между опорами до 5 – 6 метров из-за оказываемой на изгиб силы тяжести. Встречающиеся в данный период своды (казематы Тиринфа, камера пирамиды Снофру, Большая галерея пирамиды Хеопса) называют *ложными*, так как, несмотря на внешнюю схожесть с настоящими сводами, их конструкция не является принципиально новой.

Изобретение и применение арки равноценно изобретению человеком колеса. Хотя туннельные своды были известны еще во времена Древней Месопотамии (ворота Иштар – 6 век до н. э.), широкое их использование было затруднительно в связи с отсутствием надежных связующих составов (цемент, бетон), а также из-за недостатка знаний в области геометрии и инженерии, которые позволили бы рассчитывать нагрузку и распор в сложных криволинейных конструкциях. Помимо силы тяжести в сводчатой конструкции действует ещё одна сила – сила бокового распора, которая «раздвигает» стенки свода. Эту силу необходимо компенсировать, создавать дополнительную опору. По этой причине сводчатые системы значительно сложнее стоечно-балочных и, как следствие, геометрическое построение чертежей требует больших знаний и вычислений.

Развитие науки и появление новых строительных материалов в Древнем Риме способствовало повсеместному применению арок и

сводов в строительстве. Криволинейные поверхности отличаются большим разнообразием форм. Они позволяют увеличить прочность конструкции, а, следовательно, дают возможность перекрывать гораздо большие пространства.

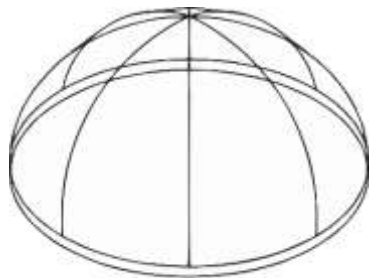
Кроме использования арки и купола в римской архитектуре, к этому периоду относится появление основных типов сводов, базирующихся на данных элементах конструкции.



В основе *арки* лежит криволинейный брус, очерченный по окружности или параболе. Арки используются для создания перекрытий проёмов в стене (сквозных или глухих) или пролёта между опорами. Чаще арки симметричны относительно вертикальной оси. Арка была основой таких разных типов сооружений, как акведуки, мост (Пон-дю-Тар (Франция), мост с акведуком), триумфальная арка (Арка Константина (Рим)). Использование в строительстве арочной конструкции способствовало решению множества градостроительных задач в городах Древнего Рима, в том числе проблему проведения канализационных систем водоснабжения и транспорта.

При значительном удлинении арки (при последовательном приставлении множества арок одной к другой) получается *цилиндрический* (полуцилиндрический) или туннельный свод. Это простейший и самый распространённый свод, поперечным сечением которого является одинаковая на всём протяжении полуокружность. Очевидно, что цилиндрическими сводами перекрывали туннели, отсюда и второе распространённое название (Клоака Максима – часть античной системы канализации в Древнем Риме). Данный тип свода получил широкое распространение благодаря простоте и хорошей несущей способности. Часто несколько цилиндрических сводов располагали параллельно друг к другу, что позволяло распределить боковую тягу (нагрузки сводов при таком построении взаимно исключают друг друга), а также являлось органичной и практичной организацией пространства.

Два пересекающихся циркульных свода, расположенных под прямым углом, порождают новую, более сложную конструкцию *крестового свода*. Два полуцилиндра равных диаметров касаются одной сферы и имеют одну общую касательную плоскость. Они пересекаются по двум плоским кривым - полуэллипсам. Такая конструкция примечательна тем, что в ней отсутствует распор. Крестовые своды применялись для перекрытия квадратных и прямоугольных в плане помещений.



купол

Купол – пространственное покрытие зданий и сооружений, по форме близкое к полусфере (поверхность постоянной положительной кривизны, нелинейчатая и неразвертываемая) или другой поверхности вращения кривой. Купольные конструкции применялись в основном для создания перекрытий помещений, имеющих многоугольную или эллиптическую форму плана. Они позволяют перекрывать пространства значительных размеров без использования дополнительных промежуточных опор.

Таким образом, по мере развития строительных конструкций сооружений усложнялись физические расчёты, планирование. Геометрия – один из основных инструментов архитектора, который позволяет наглядно передать задумку автора и облегчить дальнейшие этапы проектирования. Поверхности, заданные геометрическим способом образования, отличаются целостностью и структурной четкостью, а также возможностью математического описания и точной передачей на чертежах.

Геометрия цилиндрических, сферических и других криволинейных поверхностей известна с давних времен. На основе простейших сводов, купола и арки образуются новые более сложные, органичные конструкции, которые помогают разрешить проблему в организации пространства, а также расставить акценты. Благодаря противопоставлению и сопоставлению криволинейной и прямолинейной поверхностей достигается композиционный контраст и выявляется доминанта.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Короев Ю.И.* Начертательная геометрия. М.: Архитектура, 2015.
2. *Бернхард Шульц* Строить значит конструировать.// Speech: конструкция. 2013, С. 46 – 66.

ПРОБЛЕМА ВИЗУАЛИЗАЦИИ В ЧЕТЫРЁХМЕРНОМ ПРОСТРАНСТВЕ

Во Вселенной существует множество тайн, не разгаданных человечеством. Одной из них является проблема визуализации четырёхмерного пространства. Человек, живущий в трёхмерном мире, привык мыслить в пределах “своей” Вселенной и выход за рамки трёхмерного пространства является недостижимым для человеческого мозга. Вопросы четвертого измерения после двух геометрических революций XIX в. глубоко проникли в общество.

Многие учёные на протяжении многих столетий бились над вопросом размерностей. Весомый вклад в изучение четвёртого измерения внёс швейцарский математик Людвиг Шлефли (1814-1895). Для него четвертое измерение было лишь абстракцией, и после нескольких лет научной работы ничто не мешало ему работать с гиперпространством, как с пространством трёхмерной размерности. Его главная работа

"TheoriedervielfachenKontinuität" опубликована в 1852 году, в которой учёный рассматривает методы изображения четырёхмерного пространства.

Основным способом представления четырёхмерного пространства в этой работе учёный рассматривает метод координат, который большинство математиков использует и по сей день. В декартовой системе координат любая точка пространства может быть описана тремя числами, обозначаемыми традиционно x , y и z . Опираясь на это, Людвиг Шлефли предложил описывать точки в четырёхмерном пространстве с помощью четырёх координат: x , y , z и t . Этот способ наиболее прагматичный, но трудно представляемый визуально. Затем можно пытаться копировать определения из размерностей 2 и 3 и применять их к четвёртому измерению. Например, гиперпространством можно называть множество точек, удовлетворяющих уравнению

$$ax + by + cz + dt + e = 0.$$

С определениями подобного рода можно развивать непротиворечивую геометрию. По сути, это единственный способ серьёзно работать с пространствами высших размерностей.

В качестве второго способа Людвиг Шлефли даёт нам объяснение “по аналогии”. Идея заключается в том, чтобы внимательно рассмотреть размерности 1, 2 и 3, заметить некоторые явления, а затем предположить, что эти явления есть и в четвертом измерении.



Рис. 7. Людвиг Шлефли

Шлефли приводит пример последовательности "отрезок, равносторонний треугольник, правильный тетраэдр". Из этого мы можем сделать вывод, что равносторонний треугольник объединяет три отрезка, а правильный тетраэдр объединяет четыре равносторонних треугольника. Значит, в четвёртом измерении существует такая фигура, которая будет объединять пять правильных тетраэдров. Эта фигура – симплекс.

Проведя аналогию: "отрезок, квадрат, куб", можно представить гиперкуб в четвёртом измерении.



Рис. 2.



Рис. 3.

Таблица 2. Четырёхмерные фигуры

| Имя | Вершин | Рёбер | $2D$ – грани | $3D$ – грани |
|-----------|--------|-------|------------------|--------------|
| Симплекс | 5 | 10 | 10 треугольников | 5 тетраэдров |
| Тессеракт | 16 | 32 | 24 квадрата | 8 кубов |

В третьем методе мы рассмотрим сечения, которые будут образовывать четырёхмерные фигуры при пересечении с трёхмерным пространством. В этом случае мы не сможем увидеть фигуру полностью, а сможем увидеть лишь её трёхмерные сечения.

Итак, при перемещении четырёхмерного куба через трёхмерное пространство мы будем видеть:

- треугольная призма увеличивает свой объём,
- треугольная призма деформируется в шестиугольную призму,
- шестиугольная призма вновь деформируется в треугольную призму,
- треугольная призма уменьшает свой объём.



Рис. 8. Трёхмерные сечения четырёхмерного куба

Далее мы рассмотрим метод теней. Данный метод даже более нагляден, чем метод сечений. Это — техника художника, который хочет изобразить ландшафт, содержащий трёхмерные объекты, на двумерном холсте. Он проецирует изображение на холст. Например, он может поместить источник света за объектом и наблюдать тени от объекта на холсте.

Значит, если у нас есть источник света и бесконечное количество лучей, исходящих от источника и проходящих через рёбра и вершины фигур, то мы можем представить n -мерную фигуру в $(n-1)$ -мерном пространстве.



Рис. 9.

Развёртка

Продолжая тему о четырёхмерном кубе, разберём развёртку тессеракта в трёхмерном пространстве. В развёртке видны все восемь кубов, ограничивающих гиперкуб. После свёртки самая верхняя грань верхнего куба должна совместиться с нижней гранью нижнего куба (аналогично сворачивается развёртка трёхмерного куба). Итак, после свёртки все грани восьми кубов придут в соприкосновение, замкнув гиперкуб. Стоит сказать, что при свёртывании происходит не наложение кубов, а оборачивание ими некой (гиперкубической) четырёхмерной области.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Рауль Ибаньес* Мир математики. Том 6. Четвёртое измерение. – Де Агостини, 2014.
2. *Рауль Ибаньес* Мир математики. Том 23. Тысяча граней геометрической красоты. Многогранники. – Де Агостини, 2014.
3. *Мэтт Паркер* Четырёхмерная Математика: Что посмотреть и послушать в четвертом измерении с *Мэттом Паркером*. Лекция в Королевском институте. [электронный ресурс] Лондон. https://www.youtube.com/watch?v=1wAaI_6b9JE -

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ФОРМЫ МОРСКИХ РАКОВИН

Морские раковины имеют различные формы, каждая из них по-особому индивидуальна. Форма и размеры раковин различны и напрямую связаны с возрастом моллюска. Чем он крупнее, тем больше их дом. Древние моллюски имели гигантские раковины.... Заглянем в историю.

Например, Аммониты – это древнейшие моллюски, которые имели колоссальные размеры, они существовали на нашей планете до нашей эры и вымерли примерно тогда же, когда и динозавры, они имели форму спирали и размеры от 5 см до 3 метров (самый большой аммонит).

У большинства моллюсков, обладающих раковинами, эти раковины растут в форме логарифмической спирали. Самое интересное, что они растут, но при этом не меняют своей формы.

Многие геометрические формы морских раковин можно наблюдать в архитектуре зданий, некоторые из этих примеров подробнее рассмотрим: например, по подобию строения раковины-улитки в некоторых дорогих домах иногда делают лестницы (конические винтовые) в форме конической спирали. Если посмотреть сверху на раковину-улитку, то можно легко увидеть спираль Архимеда.

Ракушки - это дары моря удивительной красоты, созданные самой природой. Они бывают необычных окрасов, некоторые из них не несут собой ни какой угрозы, а некоторые наоборот могут привести к ужасным последствиям.

Одними из самых ядовитых моллюсков являются конусы (рис.1,2). Они получили известность не только за свои необычные окрасы и формы, но и за свою ядовитость.

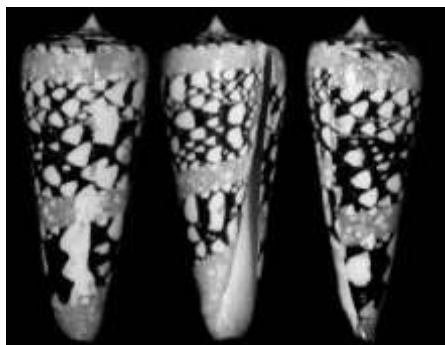


Рис.1,2 Конусы – ядовитые моллюски

Эти моллюски обитают в водах Атлантического, Тихого и Индийского океанов. В среднем, длина их раковины от 6 до 20 сантиметров. На поверхности каждого конуса можно заметить рисунки невероятной красоты. Узоры этих моллюсков могут быть в виде пятен, орнаментов, многочисленных точек, и других конфигураций. Коллекционеры не упускают их из виду и стремятся заполучить такую раковину, не задумываясь насколько можно пострадать при неосторожной транспортировке мешка, который они привязывают к поясу.

Ведь их яд, попавший в организм, часто вызывает гибель человека.

Часто морские раковины используют в качестве проекта для строительства разных зданий. Они очень гармонично смотрятся на верхушках колонн и фасадах домов. В 2006 году известный мексиканский дизайнер Хавьер Сенсиан придумал проект – дом в виде морской раковины. Внутри он представляет собой спираль, расширяющуюся от центра, так же есть множество комнат отделённых перегородкой из перламутра. В нём абсолютно нет углов, плавная и размеренная жизнь без забот. Есть комнаты, которые напоминают пещеры, некоторые тесноваты, а какие-то вызывают дикий восторг. Ощущение сказки не покидает жителей этого чудесного дома ни на секунду. Если посмотреть сверху, то оно напоминает раковину улитки (рис.3), это по-настоящему органичный дом. Ещё морскими раковинами украшают вещи декора, игрушки, серёжки, подвески, кольца (рис.4).

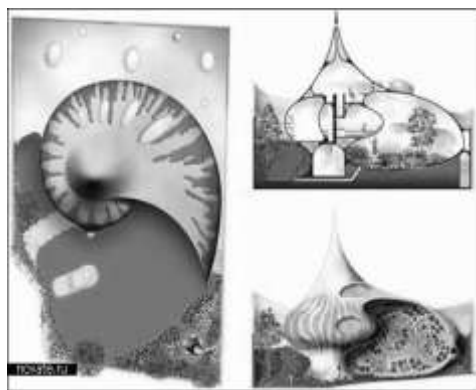


Рис.3 План дома – ракушки.



Рис.4 Зеркало, оклеенное ракушками

А ещё, например, если присмотреться к колонне театра, на ней можно увидеть закруглённые узоры в виде морской раковины. Обычно

они находятся на капители (верхняя часть колонны). И именно он является самым выразительным элементом. В основном, за основу берут раковины в виде спирали (Рис.6) или гребешка (Рис.7).



Рис.6 Пример спирали в архитектурных элементах



Рис.7 Пример гребешка в архитектурных элементах

Таким образом, множество примеров убеждают, что геометрических форм морских раковин огромное множество! Они (раковины) вошли в нашу жизнь «с головой», ведь используя в строительстве, украшениях и архитектуре они делают из простой вещи или невзрачного здания, произведение искусства и прибавляют этим вещам грациозность и «блеск»! Геометрия раковин настолько разнообразна, что можно назвать практически любую геометрическую фигуру, и я скажу Вам, что Вы обязательно найдёте морскую раковину, которая вам подойдёт.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Конусы – ядовитые моллюски [электронный ресурс] <https://animalreader.ru/konusyi-neobyichnyie-mollyuski.html>
2. Биоорганическая архитектура: дом ракушка [электронный ресурс] <http://www.lookatme.ru/flow/posts/arcitecture-radar/62326-bioorganicheskaya-arhitektura-dom-rakushka>
3. Гигантские моллюски [электронный ресурс] http://paleoimperia.ru/?page_id=1540

ОСОБЕННОСТИ АРХИТЕКТУРЫ САМОГО ВЫСОКОГО ЗДАНИЯ В МИРЕ БУРДЖ ХАЛИФА

Небоскреб является показательным символом современного строительства. Самые высокие строения мира сегодня удивляют колоссальными размерами, являясь новым словом техники в области архитектуры и строительства. В начале сентября 2004 года в ОАЭ началось строительство самого высокого здания в мире «Бурдж Халифа». Достигнув захватывающего дух 828 м (2716 футов 6 дюймов) в небо, этот новый небоскреб вскоре будет описан как "вертикальный город" и станет иконой современного мира. Здание было возведено в рекордные 5 лет, и в октябре 2009 года строительство было завершено.

При строительстве этого высочайшего небоскреба, имеющего столь солидный вес, было использовано внушительное количество материалов, на взведение «Бурдж Халифа» потребовалось колоссальное количество алюминия, всего весом в 5 самолетов А380. Также на постройку этого массивного здания было затрачено 55 000 тонн арматурной стали и 110 000 тонн бетона – для сравнения, это примерно вес 100 000 слонов. А если сложить арматурные стержни в одну линию, то длина этой линии будет иметь протяжение на $\frac{1}{4}$ Земли.

Устойчивость зданию придает массивная система из мощных свай и толстой монолитной фундаментной плиты. 192 буронабивных свай, диаметр которых около 1,5 метров, заглублены примерно на 48 метров в толщу грунта. Мощная фундаментная плита, толщиной 3,7 метров опирается на вершины свай под всей площадью здания и находится на глубине -7,5м от уровня верхнего слоя грунта. Столь высокое уникальное строение, держится, исключительно за счёт гибкой конструкции фундамента, жестко не закрепленной в грунте (рис.1 а, в).

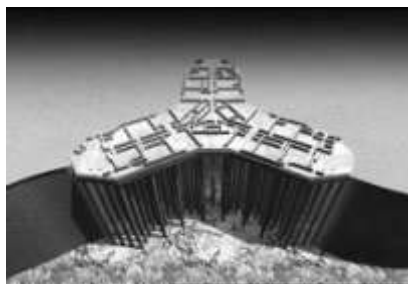


Рис. 1а. Гибкая конструкция фундамента.

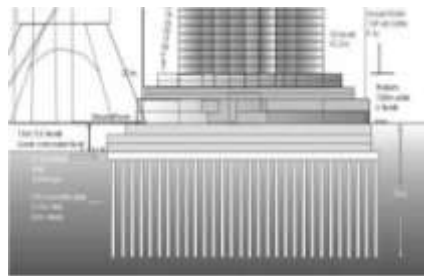


Рис.1в. Чертеж фундамента.

На плане башни мы видим ядро и как бы три лепестка от этого ядра тянутся так называемые монолитные диафрагмы. Эти диафрагмы образуют некие коридоры. Они тянутся до конца каждого лепестка, являющегося пролётом. Бетонные же стены являются как бы связующей нитью. Они придают прочность и равновесие всей этой постройке, защищает от влияния ветров и динамических нагрузок. Дополняют весь этот архитектурный комплекс колонны, которые располагаются по периметру сооружения (рис.2).

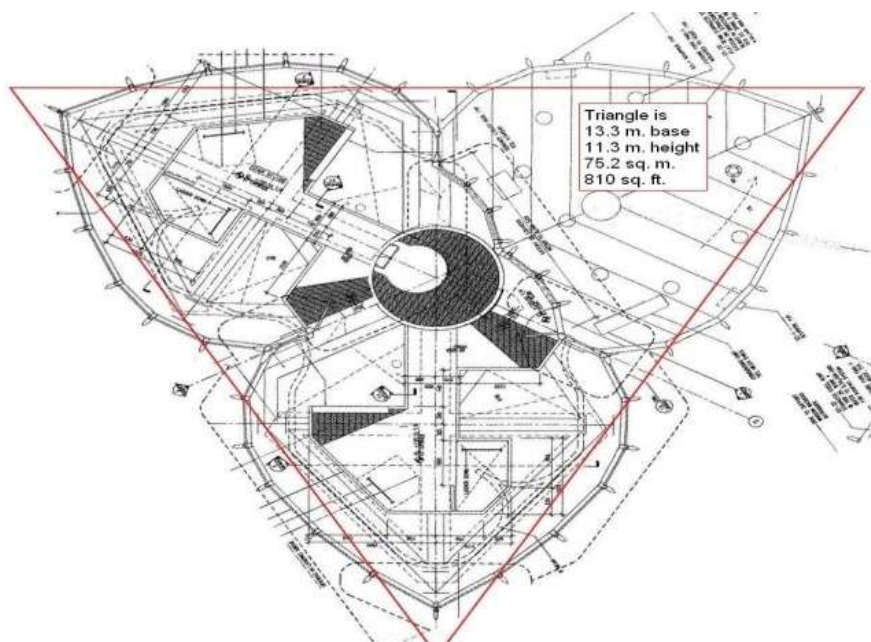


Рис.2. Планировка башни.

Конфигурация поверхности башни является уникальной, она построена по подобию сталагмита - естественного пещерного образования, растущего снизу вверх. Здания асимметрично, что напоминает природные конфигурации. Но архитектор Адриан Смит спроектировал это образования сооружение именно так не случайно, так как подобная форма спасает его от раскачивания ветром, что и делает этот проект поистине особенным.

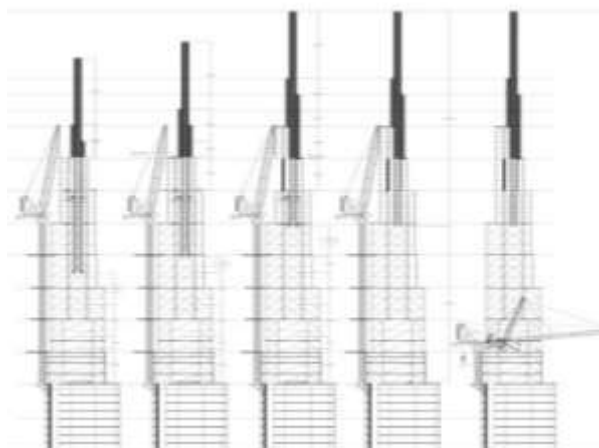


Рис. 3. Башня Бурдж Халифа

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Генералов В. П.* Особенности проектирования высотных зданий: учеб. пособие / Самарск. гос. арх.-строит. ун-т. – Самара, 2009. – 296 с.;
2. *BURJKHALIFA* [электронный ресурс]
<https://jakhongirshaturaev.wordpress.com/2013/08/03/burj-khalifa/>

ЭЛЕМЕНТЫ ЧЕТЫРЕХМЕРНОЙ НАЧЕРТАТЕЛЬНОЙ ГЕОМЕТРИИ

Четырехмерное пространство - это геометрическая абстракция, не имеющая наглядного представления в трехмерном мире. Тем не менее, возможно представить себе некоторые свойства четырехмерного объекта, основываясь на его проекциях – как трехмерных, так и двумерных. Несмотря на то, что сам четырехмерный объект недоступен нашему восприятию, его проекции, и иногда развертка могут быть рассмотрены и изучены, и по результатам этого рассмотрения и изучения можно делать выводы и о свойствах самого объекта. Имеется прямая аналогия в трехмерном пространстве – трехмерный объект на эюре Монжа представлен лишь своими двумерными проекциями, но и этого бывает достаточно для того, чтобы понимать геометрические свойства самого трехмерного объекта.

В математической энциклопедии [1] многомерное евклидово пространство определено как «...подмножество, в котором выделены прямые и плоскости, имеются отношения принадлежности, порядка и конгруэнтности, и выполнены все обычные аксиомы кроме следующей: две плоскости, имеющие общую точку, имеют по крайней мере еще одну. Если это выполнено, то пространство трехмерно, если нет, то пространство, как минимум, четырехмерно...».

Простейший элемент четырехмерного пространства – точка. Она описывается четверкой координат x, y, z, w . В отличие от трехмерной начертательной геометрии мы можем различать как трехмерные, так и двумерные проекции точек. Трехмерных проекций у четырехмерной точки – четыре (на гиперплоскости $OXYZ, OXYW, OXZW, OYZW$), а двумерных – шесть (на плоскости $OXY, OXZ, OXW, OYZ, OYW, OZW$). В отличие от ситуаций в трехмерном пространстве в четырехмерной начертательной геометрии возможна ситуация, когда проекции объекта на двух плоскостях проекций не связаны между собой никакими проекционными связями (например, на плоскостях проекций OXY, OZW).

Например, если рассматривать прямоугольный «гиперпараллелепипед» с координатами $(1, 2, 3, 4)$ мы можем получить среди проекций, один прямоугольник со сторонами 1 и 2, и другой – со сторонами 3 и 4.

Однако, если рассматривать сферы в n -мерных пространствах («гиперсферы»), то их проекции на пространства меньших размерностей всегда будут гиперсферами меньших размерностей одинакового радиуса.

Уравнение гиперсферы с центром в гиперточке (x_I, y_I, z_I, w_I) и радиусом R в декартовых координатах выглядит так:

$$(x-x_I)^2+(y-y_I)^2+(z-z_I)^2+(w-w_I)^2=R^2$$

Гиперсферу можно аппроксимировать различными гипермногогранниками подобно тому как обычную сферу аппроксимируют многогранниками или окружность – многоугольниками.

На представленном рисунке показана двумерная проекция трехмерных проекций аппроксимации гиперсферы четырехмерным политопом – «600-cell», представляющем собой аналог икосаэдра в четырехмерном пространстве (он состоит из 600 ячеек, представляющих собой правильные тетраэдры, но в проекции эти тетраэдры искажены) [2].

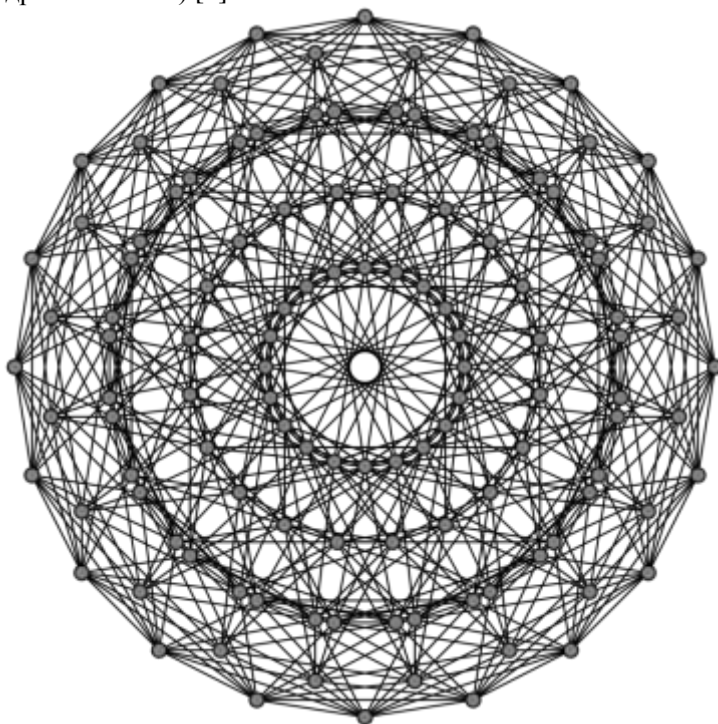


Рис. 1. Двумерная проекция трехмерной проекции аппроксимации гиперсферы

Если пользоваться не декартовыми системами координат, а сферическими, то можно представить себе координатные линии в гиперсфере (аналоги параллелей и меридиан на обычной сфере) [3].

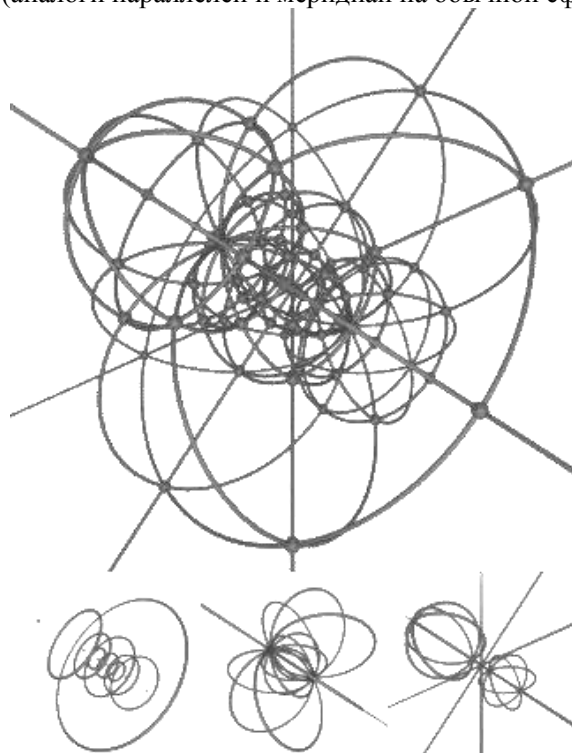


Рис. 2. Стереографическая проекция трех координатных направлений трехмерной гиперсферы на трехмерное пространство: параллелей, меридианов и гипермеридианов.

Трехмерная гиперсфера является простейшим примером трехмерной квадрики (т.е. гиперповерхности, описываемой уравнением второго порядка), вложенной в четырехмерное пространство.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Математическая энциклопедия в 5 томах. Под редакцией Виноградова, М., 1977., т.4
2. *М.Берже*. Геометрия. В 2-х томах. 1984г., М., Мир, перевод с французского.
3. [Электронны ресурс] <https://ru.wikipedia.org/wiki/Гиперсфера>

Студентка 1 курса 21 группы ИИЭСМ Шелабина Е.В., Генерозова А.А.

Научный руководитель - ст. преп. Е.Л. Спирина

ГЕОМЕТРИЯ, КАК ОСНОВА ДЛЯ ВДОХНОВЕНИЯ.

Геометрические фигуры — это один из самых интересных и стильных источников вдохновения. Этот тренд с годами становится все популярней. Геометрический акцент можно увидеть не только в архитектуре и в дизайне интерьеров, а так же в таких не менее актуальных вещах, как, например в ювелирных изделиях. Издавна люди пользовались всевозможной галантерейной «мелочью» — круглые застёжки-фибулы, браслеты, закрепляющие рукава, различные обувные пряжки. Чисто утилитарные предметы имели, как правило, простую форму и декор. В таких украшениях ясно читались элементы геометрии: ломаная или волнистая линии, симметричные или несимметричные геометрические формы вставок, металла, или того и другого. Геометрия аксессуаров в те времена была продиктована скорее потребностью в простоте изготовления, чем фантазией мастера.

Рассмотрим украшения с точки зрения геометрии. Все в нашей жизни стремится к точности и украшения не стали исключением.

«Геометризм» как целенаправленный ювелирный замысел появился, пожалуй, в период авангардизма и ар-деко. Эстетизация механизмов и машин ввела в моду вызывающе-геометрические, порой асимметричные украшения. Абстракция и «игры разума» оказались важнее, чем доминировавшая в эпохи барокко и рококо чувственность. Возник спрос на новые отстраненные формы, способные выразить ощущения от новой эпохи.

Геометрия – это наука о линиях, фигурах, телах. Вооружаясь этими понятиями, можно описать и «геометрические» ювелирные изделия.

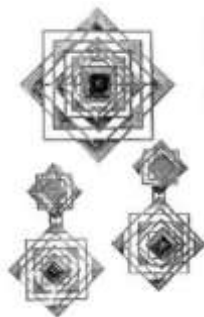


Рис.1 Гарнитур украшений «Белый квадрат»

Скажем, фигура квадрата. В этом украшении квадратные воздушные рамки организуют коридор перспективы, где точкой схода служит драгоценный камень. Данный комплект — прекрасный пример симметричного «геометризма» в ювелирных украшениях. Оправа из функционального элемента превратилась в главный художественный акцент. Далее — кольцо, настоящее «геометрическое тело», даже — ансамбль тел. Отнести это кольцо к стилю примитивизм не поднимается язык, так ладно и аккуратно сложены эти тела.

При проектировании ювелирных украшений используются стандартные подходы к дизайну:

1. Генерация идеи — это один из самых сложных этапов. Ведь идеи правят миром, а не деньги. Именно поэтому наши дизайнеры оканчивали училища Фаберже и Стогановское. Самый сложный и важный этап в проектировании — именно идея. Все ошибки, допущенные на стадии этапа синтеза идеи — очень дорого исправлять.

2. Концептуальная проработка — мало создать идею украшения, нужно собрать комплекс идей и синтезировать концептуальную комплексную модель будущего украшения.

3. Эскизное проектирование или эскизирование — создание нескольких эскизов будущего украшения на основе идей, которые родились на предыдущих двух этапах.

Прорисовка элементов в виде эскиза является начальным этапом воплощения идеи дизайнера-ювелира. Обычно набросок делается карандашом на листе формата А4, набрасываются основные элементы и идеи ювелирного изделия. Здесь не требуется четкая прорисовка каждой из деталей, но должен быть понятен замысел автора и дальнейшее направление проектирования.

Чертеж или технический рисунок ювелирного изделия изготавливается с использованием специализированных компьютерных программ. Наиболее известные это AutoCAD (автокад), КОМПАС-3D, TurboCAD (турбокад), среди непопулярных — DraftSman, NanoCAD (нанокад), SweetHome 3D. Чертеж должен включать размеры модели, радиусы

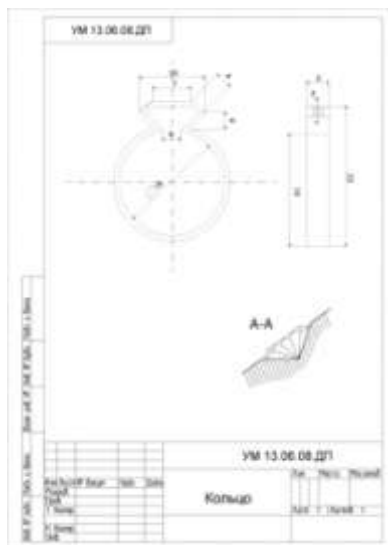


Рис. 2. Пример оформления по ГОСТУ чертежей ювелирки

отверстий, параметры вставок. Особенно важно правильно оформить чертеж, в противном случае его просто не примут. Среди основных требований - рамка, шрифт, обозначения.

4. Создание макета украшения – иногда после эскиза украшения еще не понятно, как будет выглядеть объект в реальном мире. Тут нам на помощь приходит модельный пластилин и воск. Из которого легко лепятся и вырезаются наброски форм проектируемого украшения. В дизайне ювелирных украшений воск вообще используется повсеместно.

5. При создании трехмерной модели украшений – в современной ювелирной отрасли используются все современные системы автоматизированного. Для 3D модели сначала в компьютере отрисовывают



Рис. 3. Трехмерная модель кольца

поверхности, элементов изделия и деталей. Затем проводится анализ будущей модели на технологичность

6. Рендер или рендеринг- визуализация это создание фотореалистичного изображения украшения.

7. Последний этап в дизайне ювелирных изделий – создание полноразмерного прототипа украшения. Для этого часто используются технологии быстрого прототипирования на трехмерных принтерах, фрезерно-координатных станках и фото-полимерных принтерах. На выходе модель получается или в воске (восковка), или либо в полимере, которые используются в ювелирке в десятки раз реже воск.

Геометрия – колоссальный источник вдохновения многих поколений творческих людей. При всей абстрактности, которая, в ней находится сильнейший импульс к материализации, это и демонстрируют раз за разом художники и дизайнеры

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Дизайн ювелирных украшений [<http://www.j-image.ru/jewelry-design>]
2. Украшения в геометрическом стиле: простое и сложное [<http://juvelirum.ru/tehniki-obrabotki-yuvelirnyh-izdelij/ukrasheniya-v-geometricheskom-stile/>]

ГЕОМЕТРИЯ КРИСТАЛЛОВ

Кристаллы - это очень интересные твердые образования, имеющие формы различных многогранников. Например кристаллы простой соли имеют форму куба (рис.1а), Снежинки также является кристаллами - кристаллами льда. Они являются многогранниками более причудливой и сложной формы. Формы снежинок разнообразны и красивы (рис1,б.)



Рис 1 а;б. Примеры кристаллов

Кристаллы бывают простыми и комбинированными. Комбинированные или смешанные кристаллы содержат в своей структуре какой-то второй элемент. В природе часто встречаются сросшиеся кристаллы, которые состоят из совокупности нескольких простых (рис.3).



Рис 3. Пример сросшегося кристалла

Рассмотрим некоторые геометрические формы простых кристаллов. Они имеют общее название – Габитус. Вид его зависит от различных параметров и условий, например от условий его роста, от внутреннего строения и др. В кристаллографии насчитывается 47 видов простых кристаллов:

Например, октаэдр – это правильный восьмигранник. Форму октаэдра имеют, например, некоторые алмазы; додекаэдр – состоит из 12 плоских граней - пятиугольной формы. Такое строение имеет, к примеру, сернистый колчедан и так далее.

То есть бывают кристаллы в виде различных пирамид, призм и других более сложных многогранных поверхностей, а иногда их сочетаний (рис 4).

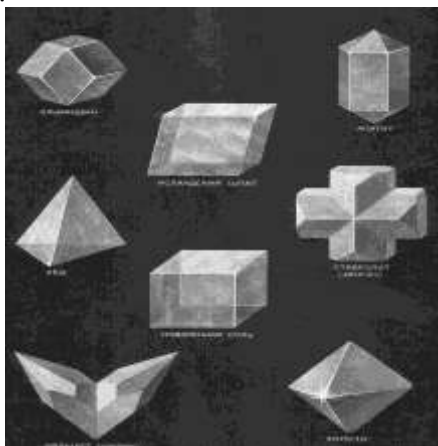


Рис.4 Варианты многогранных поверхностей
СИММЕТРИЯ КРИСТАЛЛОВ.

Конфигурации поверхностей кристаллов очень разнообразны, но рассматривая и изучая кристаллы, было замечено, что основной их чертой является симметрия.

Тело называется симметричным, если путём определённых поворотов или отражений одна его часть может быть совмещена с другой.

ДЕФОРМАЦИЯ КРИСТАЛЛОВ.

Природные кристаллы зачастую бывают деформированными, то есть имеют отклонения от идеальной правильной многогранной формы. Это зачастую зависит от условий, в которых они образовывались: от изменений температуры, от каких-то погодных и силовых воздействий. Например, грани кристаллов алмаза часто имеют пластинчатую и ступенчатую треугольную форму. На его гранях можно рассмотреть треугольные пластины, которые нарастают одна на другую, постепенно уменьшаясь. Таким образом, получается некая слоистоступенчатая конструкция.

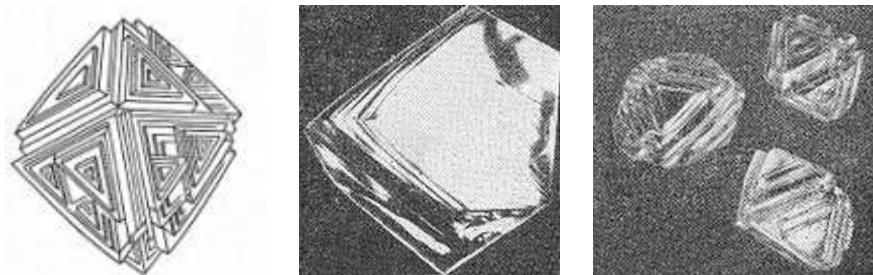


Рис 5 а;б;в. Грани кристалла алмаза

Иногда кристаллы бывают со сглаженными - округлыми рёбрами, что происходит в результате процесса частичного растворения (по А.Е. Ферсману). При более интенсивном растворении ребер грани кристалла суживаются и переходят в округлую поверхность (рис.6 а; б).

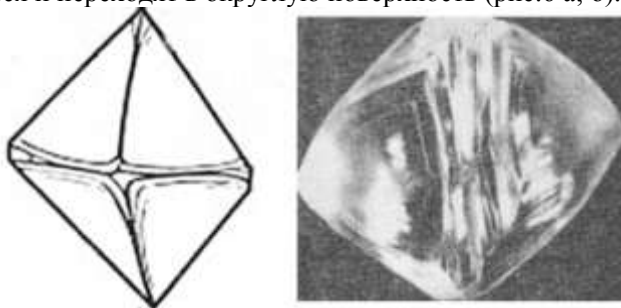


Рис 6 а; б. Пример перехода кристалла в более округлую форму

Кристаллы бывают природными (они сами собой образуются и растут в естественной среде), о них мы и говорили выше; бывают также искусственно выращенные кристаллы (например, фиониты, искусственные рубины и др.), а бывают рукотворные, то есть огранённые человеком. Так, к примеру, алмазы и другие драгоценные и полудрагоценные камни после обработки становятся огранёнными, то есть количество граней, и их вид искусственно созданы людьми, например в ювелирном производстве.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. [Электронный ресурс] https://revolution.allbest.ru/mathematics/00513972_0.html#text
2. [Электронный ресурс] <http://juvelirum.ru/spravochnik-po-yuvelirnym-kamnyam/almaz-brilliant/kakie-byvayut-almazy-formy-i-stroenie-kristallov-almaz/>
3. [Электронный ресурс] <http://tnaant.ru/tehnologiya-obrabotki-almazov/301-formy-kristallov.html>

КРИВОЛИНЕЙНЫЕ ПОВЕРХНОСТИ В АРХИТЕКТУРЕ МОСКВЫ

Начертательная геометрия как наука, снабжающая специалистов строительной сферы результатами своих теоретических исследований для их дальнейшего практического использования, не может оставить без внимания такие важные геометрические фигуры, какими являются поверхности.

Поверхности — одни из ключевых объектов мира вокруг нас. Все физические тела ограничиваются своей собственной, отличной от тех или иных тел поверхностью. Окружающие нас объекты можно представить в виде комплекса различных поверхностей. Без преувеличения можно сказать, что по разнообразию форм и свойств, по своему значению и той роли, которую они играют в науке и других сферах деятельности человека, поверхности не имеют себе равных среди других геометрических фигур, особенно в архитектурном направлении.

Современная архитектура склонна к всё большему применению сложных форм и элементов. Криволинейные поверхности в виде сфер, различных эллипсоидов или же поверхностей, не поддающихся точному математическому описанию, можно встретить в сердце нашей страны – Москве.



а



б

Рис.1

а) Башни «Эволюция»

б) «Империя»

Одним из самых ярких и узнаваемых примеров применения подобных форм в столичной архитектуре является Московский

международный деловой центр «Москва-Сити». Фасады башен «Империя» и «Эволюция» (рис.1) имеют совокупность криволинейных поверхностей, при этом башня «Эволюция» «поворачивается» вокруг своей оси более чем на 150 градусов (каждый из пятидесяти её этажей - на 3 градуса относительно нижележащего).

Уникальное в своём роде сооружение, которое нельзя не упомянуть, говоря о московских постройках с элементами криволинейных поверхностей, - дом талантливого советского архитектора Мельникова. За основу своего дома-мастерской архитектор взял форму цилиндра (рис.2).

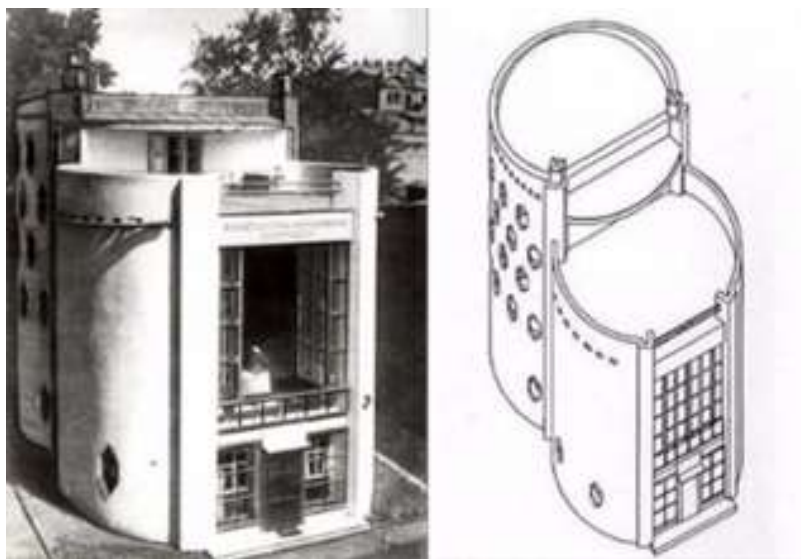


Рис.2 Дом-мастерская Мельникова.

Гостиница «Космос» - 25-этажное здание, выстроенное полукругом (рис.3а). Благодаря своей необычной форме в разное время суток можно увидеть любопытный оптический эффект: две загнутых половины гостиницы могут отражаться в окнах самих себя или перекрёстно, либо по-разному отбрасывать тени, благодаря чему восприятие главного фасада наблюдающим со стороны может значительно отличаться в зависимости от условий наблюдения.



а

б

Рис.3

- а) Гостиница «Космос».
б) Бизнес центр «Аквамарин»

Похожий эффект можно наблюдать в другом творении строительной сферы Москвы – бизнес центре «Аквамарин» (рис.3б), во многом схожим с предыдущим объектом. Москва – богатый в архитектурном плане город, в котором существует ещё масса примеров подобного применения сложных криволинейных поверхностей, но даже на основе рассмотренных объектов можно сделать вывод, что подобные формы и очертания обладают востребованностью и имеют тенденцию к дальнейшему развитию.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Мамиева И.А.* Аналитические поверхности в архитектуре Москвы//Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. М.: Изд-во РУДН. 2013. №4. С.9-15.

СИММЕТРИЯ И АСИММЕТРИЯ В АРХИТЕКТУРЕ

В повседневной жизни мы ежедневно наблюдаем множество зданий, каждое из которых соответствует определенному периоду истории, архитектурному стилю и даже типу симметрии. Порой люди не придают особого значения способу размещения геометрических форм в пространстве, но после прочтения статьи вы убедитесь, что и это немаловажно.

Рассмотрим различные типы симметрии и их особенности:

Наиболее простым для восприятия и очень распространённым является зеркальный тип симметрии. Ещё в древности человек понял, что самые эффективные архитектурные сооружения получаются в том случае, когда правая часть является зеркальным отражением левой. Постепенно такие «правильные» с эстетической точки зрения строения



Рис. 1. Зеркальная симметрия

укоренились в нашей жизни, и для этого есть веские причины: они экономически выгодны в сравнении с асимметричными, не требуют от инженеров специальных знаний и к тому же, по статистике, люди считают здания с зеркальным типом симметрии более красивыми. Но помимо значительных плюсов, присутствуют и минусы: в связи с длительной историей зеркальной симметрии в архитектуре ограничивается её

творческая составляющая, и порой здания в таком стиле выглядят очень уныло.

Если ваш взгляд упал на причудливые архитектурные сооружения спиралевидной формы, будьте уверены, перед вами центрально-осевая симметрия (рис.2). Такие строения часто предстают перед людьми как что-то незаурядное, порой даже неземное. В основе центрально-осевой симметрии лежит равное удаление всех частей сооружения относительно центральной точки или общего центра. Отдельные части таких сооружений, равные между собой, могут быть совмещены при повороте вокруг вертикальной оси симметрии. Здания в таком стиле привлекают к себе много внимания, чем, безусловно, пользуются рекламные агентства. Ведь всегда приятнее посетить красивый, привлекательный магазин, нежели рыночную ‘палатку’. Наряду с двумя первыми типами существует третий тип симметрии - симметрия



Рис. 2. Торговый центр в США

любого мегаполиса. Одним из первых зданий с симметрией переноса является The Home Insurance Building в Чикаго, спроектированное талантливым архитектором Уильямом Дженни и возведённое в конце 19 века. Примечательно, что мало кто верил в успешность проекта, и несколько месяцев строители даже работали без зарплат, но после завершения работ все затраты окупились в несколько раз. Первый небоскрёб имел незначительные по современным меркам 10 этажей (рис. 3)



Рис. 3. Симметрия переноса применяется асимметрия. Удивительно, сколь успешно порой сочетание противоположных стилей - симметрии и асимметрии.

Перейдём к рассмотрению противоположного симметрии понятия – асимметрии. С точки зрения инженерной графики, асимметрия - лишь форма отсутствия симметрии при организации пространственной композиции. Но это вовсе не значит, что асимметрия - это отсутствие равновесия, да и разнообразный перечень приёмов композиции отнюдь не покрывается таким определением. Асимметричные конструкции требуют особых знаний и гораздо сложнее симметричных, но у них есть огромное преимущество – простор для творчества. Именно поэтому большинство наиболее привлекательных и оригинальных зданий современности асимметричны (рис. 4).



Рис. 4. Оперный театр в Сиднее

переноса. В этом случае элементы композиции повторяются через определённые промежутки (часто это колонны, окна и т.д.). Такой способ распределения простого в сложном завоевал популярность благодаря своему фантастическому сочетанию функциональности, себестоимости и относительной простоты конструкции. Что и говорить, небоскрёбы – неотъемлемая часть

Очевидно, что в зданиях со сложной функциональной схемой полностью симметричное построение

трудноосуществимо, в таких случаях

применяется асимметрия.

Удивительно, сколь успешно порой

сочетание противоположных стилей - симметрии и асимметрии.

Очевидно, что в зданиях со сложной

функциональной схемой полностью

симметричное построение

трудноосуществимо, в таких случаях

применяется асимметрия.

Удивительно, сколь успешно порой

сочетание противоположных стилей - симметрии и асимметрии.

Очевидно, что в зданиях со сложной

функциональной схемой полностью

симметричное построение

трудноосуществимо, в таких случаях

применяется асимметрия.

Удивительно, сколь успешно порой

сочетание противоположных стилей - симметрии и асимметрии.

Очевидно, что в зданиях со сложной

функциональной схемой полностью

симметричное построение

трудноосуществимо, в таких случаях

применяется асимметрия.

Асимметрия способна разнообразить типовую городскую застройку, интегрируя в неё всё новые и новые способы организации пространства. Наиболее ярким примером асимметрии в архитектуре является собор Василия Блаженного, уникальность которого заключается в общем единстве десяти разноплановых храмов, расположенных, на первый взгляд, в хаотичном порядке (рис.5). Однако подчеркнутая центральная часть собора симметрична, а сам собор построен по закону “золотого сечения”. Такой приём позволяет визуально объединить части собора - все храмы в единый комплекс, используя в полной мере как симметрию, так и асимметрию.



Рис. 5. Собор Василия Блаженного

Итак, для эффективной организации городского пространства в равной мере применяются и симметрия, и асимметрия. Ведь в том случае, когда упоминается, что какое-либо здание в целом симметрично, мы неизбежно сталкиваемся с асимметрией участка или отдельных частей. Что касается асимметрии, так симметричные формы группируются в асимметричную композицию. Таким образом,

одновременное применение двух противоположностей: симметрии и асимметрии позволяет создать новую эстетику городского строительства, что порой приводит к неожиданным результатам.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Чинь Ф.Д.К. Архитектура. Форма, пространство, композиция. –М.: Астель. 2005.
2. Смолина Н.И. Традиции симметрии в архитектуре. – М.: Стройиздат. 1990.
3. Еремина Н.Е., Жилкина Т.А. Симметрия и ассиметрия архитектурных сооружений современности и прошлого // В сборнике: Дни студенческой науки – М.: МГСУ. 2016. С. 210-212.
4. Симонов М.Д., Жилкина Т.А. Влияние геометрических форм в архитектуре на человека // В сборнике: Дни студенческой науки – М.: МГСУ. 2017. С. 276-278.
5. Жилкина Т.А. Научные основы развития наглядно-образного мышления. //В сборнике: Строительство-2005. – М. 2005. С7168-172.
6. Дернакова Е.Г., Жилкина Т.А. Геометрия как способ познания мира // В сборнике: Дни студенческой науки. – М.: МГСУ. 2014. С. 129-131.

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ФОРМЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В АРХИТЕКТУРЕ КАЗАНИ

Произведения архитектуры являются частью пространственной структуры города.

В их основе архитектурных форм зданий и сооружений, несмотря на их разнообразие, почти всегда лежат геометрические примитивы правильной формы такие как призма, пирамида, конус, шар, параллелепипед и т.п., дополняемые при необходимости более сложными, например правильными многогранниками, которые являются промежуточной формой прямоугольников и окружностей.

Главными факторами, которые влияют на выбор геометрического примитива, лежащего в основу архитектурного сооружения, являются прочность и устойчивость будущего объекта архитектуры; внешний вид здания или сооружения, гармонично вписывающийся в существующую архитектурную среду города; способность отвечать требованиям, предъявляемым к зданиям в зависимости от назначения, то есть функциональность; возможность внешнего облика здания или сооружения определять его назначение и т.п. Так же следует учитывать и тот момент, что геометрические тела обладают уникальными наборами свойств, которые можно использовать в архитектуре. Конус может преобразовывать звуковые волны, что возможно использовать для снижения уровня шума внутри помещений. Пирамида – прочна и устойчива, вес пирамиды уменьшается с увеличением высоты.

Законы геометрии актуальны сейчас также, как и в древности, когда архитекторы создавали свои шедевры. Пирамида Хеопса пусть и немой, но практически вечный трактат по геометрии, которая, благодаря Евклиду и его трудам обрела четкие формулировки и понятность.



Рис.1. Татарский государственный театр кукол «Экият»

Рассмотрим применение геометрических форм и примитивов в современной архитектуре г. Казань. Примечательным остается тот факт, что, отслеживая становление и развитие татарской архитектуры, можно пронаблюдать применение геометрических форм и инженерной графики в данной науке.

Здание татарского государственного театра кукол «Экият» (перевод с татарского - "сказка"), напоминающее роскошный сказочный дворец с куполами, было построено в центре Казани в 2011 году. В просторном и уютном помещении театра находятся музей, два зрительных зала, холлы с колоннами, а также швейный, бутафорский и столярный цеха. Все спектакли проходят в двух залах — большом и малом: 2 в первом зрители могут насладиться постановкой на русском языке, а во втором — на татарском. Новый театр кукол стал одним из самых любимых мест не только у детей, но даже и у их родителей.

Так же следует обратить внимание на другую достопримечательность Казани, как образца купольной архитектуры, это Храм всех религий в поселке Аракчино. Он считается международным культурным центром духовного единства представителей самых разных конфессий. Храм всех религий гармонично сочетает в себе пагоду, синагогу, мечеть, буддийский храм и православную церковь. В зданиях комплекса проводят творческие мастер-классы и концертные мероприятия, в помещениях размещаются картинная галерея, школа искусств и концертный зал. Комплекс возводится на пожертвования неравнодушных граждан.



Рис.2. Храм всех религий в п. Аракчино

Башня Сююмбике - символ Казани, названная по одной из легенд в честь татарской царицы, которая, согласно легенде, сбросилась с этой башни во время пира после того, как Иван Грозный захватил Казань. Сююмбике дала свое согласие выйти замуж за Ивана Грозного только в том случае, если будет за 7 дней построена башня, которая могла бы затмить все существующие минареты. Возведенная башня состоит из пяти ярусов, которые постепенно уменьшаются в размерах. Нижние ярусы – «кубы», верхние уровни — это «восьмерки», далее шатер – восьмигранная усеченная пирамида и шпиль с полумесяцем. Высота этой башни 58 метров. В XX веке здесь проведено три реконструкции, так как сразу же после строительства зафиксирован крен башни на восточную сторону. По всей вероятной причиной наклона была ошибка в ходе строительства. В настоящее время отклонение от вертикали шпиля составляет только 1,98 метра

Еще одно архитектурное произведение в Казани - Мечеть Кул-Шариф. Это самая красивая мечеть города находится во внутреннем дворе училища На пятьдесят семь метров взметнулись в небо четыре минарета. Вместительность этого грандиозного сооружения составляет 1500 человек.



Рис.3. Мечеть Кул Шариф

Понятие архитектурной формы тесно связано с понятием архитектурной композиции, в основу которой положена определенная архитектурная идея (система построения, форма, тематика и т.д). Форма и графика характеризуется размером и строением. Объемы и фасады памятников архитектуры состоят из отдельных деталей, строящихся на базе определенного геометрического тела.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Архитектура//Геометрия и искусств [Электронный ресурс]URL: <http://geometry-and-art.ru/arhkitekture.html> (дата обращения 29.11.2018).
2. Геометрия и архитектурные образы зданий и сооружений//mikroArticles.ru [Электронный ресурс] URL: <http://www.microarticles.ru/article/geometrija-i-arhitekturnie-obrazi-zd...> (дата обращения 28.11.2018).
3. *Иконников, А.В.* Функция, форма, образ в архитектуре.//Под ред. А.В. Иконникова.–М.: Стройиздат, 2017-288 с.
4. *Шенцова О.М.* Геометрический вид как свойство архитектурнопространственных форм//Архитектура. Строительство. Образование. 2018. № 2 (6). С. 46-52.
5. *Шенцова О.М.* Сочетания архитектурных форм//Архитектура. Строительство. Образование. 2017. №1(9). С. 53-58. 6. Шенцова О.М. Влияние геометрии на формообразование в архитектуре и градостроительстве//Новые идеи нового века: материалы международной научной конференции ФАД ТОГУ. 2017. Т. 1. С. 414-426.

СЕМИОТИКА И СИМВОЛИКА АРХИТЕКТУРНЫХ ФОРМ

Время-величина, которая движет человеком на протяжении всей его жизни. «Сколько у меня времени?»- нередко человек задаётся этим вопросом. Часто люди пользуются организацией своих дел, зная, что это ускорит процесс и приблизит результат. Все чувствуют, насколько быстро можно найти нужное место, следуя указателям на улице. Символика и семиотика помогает ускорить множество важных процессов. *Семиотика-наука, исследующая свойства знаков и знаковых систем, описывающая поведение человека под воздействием символов.* Пространство, окружающее человека, - система знаков и символов, которая влияет на бессознательном уровне. Следовательно, от него зависят дальнейшие действия человека: то, насколько быстро он найдет правильную дорогу, ответ на вопрос, который волнует. Форма, окружающая индивида, влияет на его психику и физиологию. К сожалению, это явление многие не считают важным. Именно поэтому данная тема необходима для изучения.

Символика в архитектуре играет одну из ключевых ролей в понимании пространства человеком. Истинный смысл здания связывает поставленные задачи человека и формы здания.

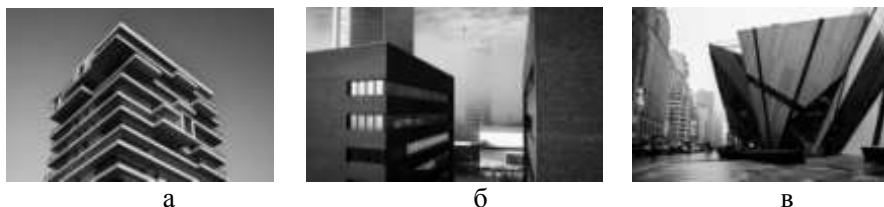


Рис. 1 Использование куба в архитектуре;
а) Апартаменты NNN San Marin Apartments Чикаго,
б) Небоскрёб в Дюссельдорфе,
в) Королевский музей Онтарио в Торонто

Как известно, любой вид пространственной формы вызывает у человека определенный настрой. Простейшие геометрические формы (треугольник, круг, прямоугольник и др.) более просты в восприятии и легче отпечатываются в памяти, нежели сложные. От характера линии зависит качество и быстрота анализа информации. Прямые вызывают у человека чувство покоя, в то время как кривые-легкость и грацию. У архитектуры свой язык, своя семиотическая система.

Пространственные формы имеют первоначальный смысл и формируют алфавит зодчества:

- куб (рис. 1 а, б, в) – символ разделения, напряженности, вызываемый этой формой, настраивает на конфликтные ситуации, агрессию. А присущая кубу монотонность – настраивает на выполнение ежедневной, рутинной работы и на упорядочивание важных дел. Эта статичная фигура - человек чувствует стабильность и спокойствие, находясь в подобной форме пространства

- цилиндр (ротонда)

(рис.2) – символ бессмертия, верховенства, отождествления с Богом

- полусфера (рис. 3) – образ прослеживается в потолках соборов и храмов, планетариях, так как полусфера напоминает небосвод

- точка–центр, являясь акцентом формы, вызывает концентрацию энергии, внутреннюю сосредоточенность, самоанализ, обращение к Богу.



Рис.2 Использование формы цилиндра в архитектуре

- круг–фигура без конца и начала. Без направления и ориентира. В сознании человека проводится параллель как с бесконечностью, так и с полнотой действий; можно отметить такие качества, как: радость, счастье, тепло, отдых, расслабление, движение, творчество, любовь, уединенность.



Рис.3 Морской музей в Осаке

Очевидно, на человека, находящегося в окружающем его пространстве, благоприятным образом воздействуют плавные, округлые формы. Он чувствует себя защищенным, настраивается на размышления, приводящие в итоге к разумным умозаключениям. Угловатые, отсекаемые под правильные многоугольники формы приводят ум человека в более агрессивное состояние.

При анализе архитектурных форм выявляется единство смыслов, что говорит о существовании объективной реальности, которую мы чувствуем в области геометрических фигур, где круг – символ бесконечности и уединения, квадрат – символ абсолютного равновесия и статичности, треугольник – стремления вверх или определённой иерархии. Базовые основы, необходимые для работы с «коллективным бессознательным» в современных решениях общественных и частных пространств, полученные знания помогут архитекторам и дизайнерам проектировать пространства и формы зданий, используя язык зодчества, тем самым создавая более качественную и продуманную архитектуру.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Чернышова Э.П.* Феноменология архитектурной формы: влияние архитектурно-пространственных форм на психику человека. Россия, Магнитогорск, ФГБОУ ВПО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова»
2. *Бурдина Н.А.* Диссертация «Аспекты психического воздействия геометрии формы пространства интерьера на жизнедеятельность человека.»
3. Архитектурная семиотика. Учебник для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению подготовки "Архитектура"
4. *Камочкин Г.А.* Семиотические основания изучения архитектурной деятельности. Текст научной статьи по специальности «Культура. Культурология»

ВОПРОСЫ СИММЕТРИИ

Симметрия – свойство, отражающее структурную особенность объекта. Это свойство показывает сохранение чего-либо при каких-либо изменениях или сохранение чего-либо, несмотря на изменение.

С давних времен геометрические формы кристаллов, гладкая поверхность плоских граней, их симметрия поражали воображение людей. Формой кристалла называется совокупность его граней, каждая из которых равно окружена другими гранями этого кристалла. Каждую грань можно перевести в любую другую грань той же формы при помощи операций симметрии формы как целого. Следовательно, с каждой формой связана некоторая группа симметрии. Группы симметрии кристалла – это группы симметрии многогранников, не обладающие поворотными осями симметрии 5-го или более чем 6-го порядка. При совершении операций симметрии и добавлении новых элементов, получаем всего 32 различных классов внешней симметрии кристаллов.

Из [2]: По своей форме и структуре кристаллы разбиваются на сингонии. Кристаллы, которые принадлежат к одному из семи сингоний, обладают подобными углами и рёбрами элементарных ячеек. Совокупность элементов симметрии кристалла определяет кристаллическую систему. Это деление порождает семь кристаллических систем.

Низшая категория кристаллов – это категория, в которой даны несколько единичных направлений и отсутствуют оси симметрии выше двух. Сюда входят:

- Триклинная сингония, где $a \neq b \neq c; \alpha \neq \beta \neq \gamma \neq 90^\circ$
- Моноклиальная сингония, где $a \neq b \neq c; \alpha = \gamma = 90^\circ, \beta \neq 90^\circ$
- Ромбическая сингония, где $a \neq b \neq c; \alpha = \beta = \gamma = 90^\circ$

Средняя категория – существует только одна ось высшего порядка. К данной категории относятся следующие сингонии:

- Тетрагональная сингония, где $a = b \neq c; \alpha = \beta = \gamma = 90^\circ$
- Тригональная сингония, где $a = b = c; \alpha = \beta = \gamma \neq 90^\circ$
- Гексагональная сингония, где $a = b \neq c; \alpha = \beta = 90^\circ, \gamma = 120^\circ$

Высшая категория – здесь не существует единичное направление и всегда имеется несколько осей высшего порядка.

- Кубическая сингония, где $a = b = c; \alpha = \beta = \gamma = 90^\circ$

Рассмотрим разделения классов симметрии по сложности сочетания элементов симметрии (Рис. 1.)



Рис. 1. Классы симметрии

В частности рассмотрим высшую категорию кристаллов, то есть, кубическую сингонию. Кристаллы кубической сингонии - это самые «высокосимметричные» кристаллы. В нашем случае не существует единичных направлений. Имеется несколько осей высшего порядка. Самым наглядным примером внешней формы кристалла кубической сингонии является гексаэдр, или же куб, так же, тетрагексаэдр, октаэдр. В кубе мы имеется шесть поворотных осей второго порядка, проходящие через середину ребра и центр фигуры, четыре оси третьего порядка, проходящие через вершины фигуры и три оси четвертого порядка, которые проходят через центр грани и центр фигуры. Этот класс симметрии высшего порядка называется гексатетраэдрический и в международной системе обозначается как 432. При последовательном добавлении элементов симметрии, мы получаем остальные классы симметрии данной сингонии. В итоге высшая категория кристаллов содержит 5 классов из кубической сингонии, низшая - 8 классов симметрии, в частности: триклинная - 2, моноклиальная - 3,

ромбическая -3. Средняя категория кристаллов включает в себя 19 классов: тригональная – 5, гексагональная – 7, тетрагональная – 7. Таким образом, добавляя элементы симметрии, тем самым повышая симметрические свойства кристалла, получаем 32 класса симметрии. Эти классы покажем в таблице (Рис. 2).

| Сингония | Символ класса | Формула | Название |
|----------------|---|---------------------|-------------------------|
| Триклинная | $\frac{1}{1}$ | L_1 | Примитивный |
| | | C | Центральный |
| Моноклинная | 2 m $2/m$ | L_2 | Примитивный |
| | | P | Плоскостный |
| | | L_2PC | Центральный |
| Ромбическая | 222 $m\bar{m}2$ $m\bar{m}m$ | $3L_2$ | Аксиальный |
| | | L_2^2P | Плоскостный |
| | | $3L_2^2PC$ | Плоскостный |
| Тригональная | $\bar{3}$ $\bar{3}$ 32 3m 3m | L_3 | Примитивный |
| | | $L_3C = L_3\bar{3}$ | Центральный |
| | | $L_3^2L_2$ | Аксиальный |
| | | L_3^2P | Плоскостный |
| | | $L_3^2L_2^2PC$ | Плоскостный |
| Гексагональная | 6 $\bar{6}$ 6/m 622 6mm $6m\bar{2}$ 6/mmm | L_6 | Примитивный |
| | | L_3^2P | Инверсионно-примитивный |
| | | L_6^2PC | Центральный |
| | | $L_6^2L_2$ | Аксиальный |
| | | L_6^2P | Плоскостный |
| | | $L_3^2L_2^24P$ | Инверсионно-плоскостный |
| | | $L_6^2L_2^27PC$ | Плоскостный |
| Тетрагональная | 4 $\bar{4}$ 4/m 422 4mm 4m2 4/mmm | L_4 | Примитивный |
| | | L_2 | Инверсионно-примитивный |
| | | L_4^2PC | Центральный |
| | | $L_4^2L_2$ | Аксиальный |
| | | L_4^2P | Плоскостный |
| | | $L_2^2L_2^2P$ | Инверсионно-плоскостный |
| Кубическая | 23 $m\bar{3}$ 432 $\bar{4}3m$ $m\bar{3}m$ | $4L_2^3L_2$ | Примитивный |
| | | $4L_2^3L_2^3PC$ | Центральный |
| | | $3L_4^2L_2^26L_2$ | Аксиальный |
| | | $3L_4^2L_2^26P$ | Плоскостный |
| | | $3L_4^2L_2^29PC$ | Плоскостный |

Рис. 2. Таблица разделения классов симметрии по сингониям.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сенешаль М., Флек Дж. Узоры симметрии // Теория симметрии 1980г. С. 219-247.
2. Егоров-Тисменко Ю.К., Литвинская Г.П. Теория симметрии кристаллов. М.: Издательство ГЕОС, 2000г., 394 с.
3. Загальская Ю.Г., Литвинская Г.П., Егоров-Тисменко Ю.К. Геометрическая кристаллография. М.: Изд-во МГУ, 1986г., 166с.
4. Классы симметрии // Публикации ru.convdocs.org URL: <http://ru.convdocs.org/docs/index-5862.html>

*Студенты 1 курса 8 группы ИСА Еремеева А. П., Наумянов Д. Э.
Научные руководители – ст. преп. О.В. Крылова, ст. преп. М.В.
Царева*

АРХИТЕКТУРА СКВОЗЬ ПРИЗМУ ГЕОМЕТРИИ

На протяжении многих тысячелетий геометрия являлась неотъемлемой частью в жизни мастеров и ученых. Одни применяли знания в теории при доказательствах, написании научных трудов, а другие использовали знания на практике, создавая немислимые для своего времени инженерные постройки и архитектуру. Еще в Древней Греции мастера «обманывали» человеческий глаз, создавая храмы, которые спустя даже тысячелетия заставляют восхищаться собой. Эти оптические иллюзии научились применять при проектировании именно благодаря геометрии. Многие инженерные постройки и архитектурные стили создавались за счет геометрических построений на плане и при моделировании фасадов. Готические соборы не стали исключением.

Простые геометрические тела, такие как треугольник, квадрат, восьмиугольник и их взаимосвязь друг с другом, создавали пропорций здания. А при помощи, казалось бы, незамысловатых геометрических построений определяли толщину стен и опор сводов.

Рассмотрим построения некоторых архитектурных и конструктивных элементов готических соборов.

1) Пропорции здания

Гармония фасада собора достигалась за счет триангулирования и квадрирования. Пропорции Клермон-Ферранского собора основаны на триангулировании.

Вписанный восьмиугольник использовали для определения высоты собора (Рис.1). Проходы располагаются на диагонали большого восьмиугольника, нижняя грань которого соответствует полу.

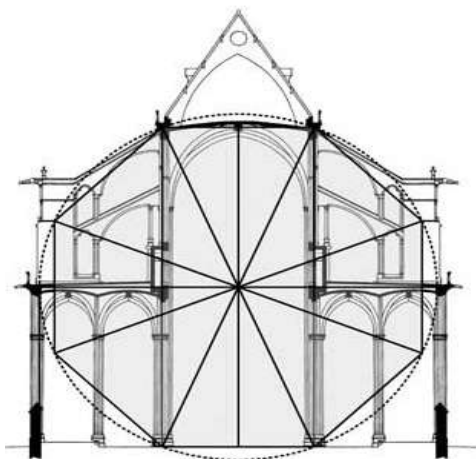


Рис. 1. Пропорции здания Клермон-Ферранского собора основаны на триангулировании

2) Свод

Фактически свод представляет собой пересечение двух цилиндров. Построение линий их пересечения (при условии, что радиусы цилиндров равны) легко выполняется методом Монжа. Если же радиусы различны, то данное построение выполняется методом вписанных сфер (Рис.2).



Рис. 2. Свод знания

3) Колонны

Для построения сечения колонны использовали равносторонние треугольники и квадраты. В главный квадрат раствором циркуля, равным его стороне, вписывались линзообразные кривые. При пересечении они дают точки, которые будут участвовать при воссоздании профиля колонны. Внутри пересечения линзообразных

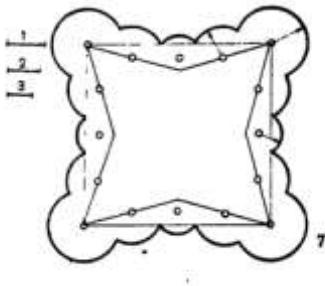


Рис. 3. Геометрия колонны

кривых достраивали малый квадрат и повторяли ранее описанные действия. Полученные точки также являлись центрами окружностей, являющиеся частью профиля колонны (Рис.3).

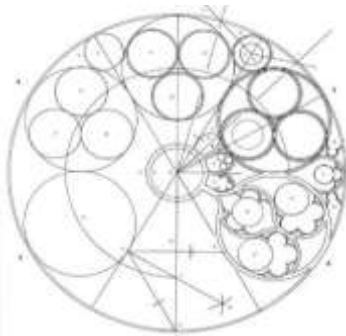


Рис. 4. Геометрические построения розы

4)

Роза

Построение розы сводится к начертанию окружностей и касательных к ним, проведённым из центра большей окружности, в пределах которой всё чертится. Сначала определяемся с количеством окружностей и

расположением их центров при помощи построения многоугольников, а затем

проводим касательные и другие линии построения (Рис.4).

5)Оконный проём

В основе построения стрельчатых оконных проемов лежат элементарные построения равносторонних треугольников и окружностей (Рис. 5). В зависимости от сложности ажурного рисунка назначалось количество окружностей. Высоты в большом треугольнике являлись радиусом окружности для построения стрельчатого оконного проема. Линию, проведенную из вершины треугольника и до точки пересечения высот треугольника, делят пополам для нахождения центра построения рисунка (например, квадрифория).

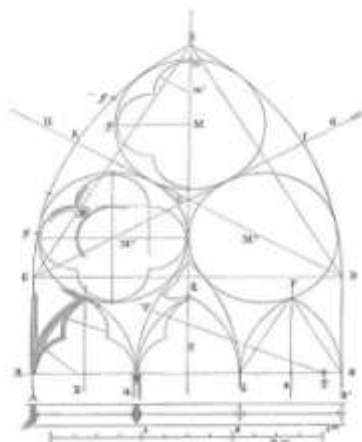


Рис. 5. Геометрические построения оконного проема

Геометрия определенно повлияла на архитектуру, и на готику в том числе, раскрыв её с невиданных сторон и став незаменимым инструментом в руках зодчих.

В романе английского писателя У. Голдинга «Шпиль» есть фраза: «Готический собор — символ самой бесконечности... А основная композиционная доминанта — вертикаль».

Религия и геометрия создали по истине устрашающее по масштабам и необыкновенное по красоте творение из каменных форм, которые как бы «парили» и «растворялись» в безграничном пространстве, а шпили устремлялись в небеса.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Губер А. А. (ответственный редактор), Колли Н. Д., Максимов П. Н., Мазц И. Л., Нельговский Ю. А., Саркисян Г. А. Всеобщая история архитектуры в 12 томах // Том 4 : Архитектура Западной Европы. Средние века – 1986. с.640-653
2. Короев Ю. И. Начертательная геометрия – 2015. с134-137
3. Огюст Шуази История архитектуры – 2017. с.350-360
4. Роберт Борк Динамическое развитие и методы согласования: методы геометрического пропорционирования в готической архитектуре.

ПОВЕРХНОСТИ ВАНТОВЫХ ПОКРЫТИЙ

Не секрет, что только благодаря постоянному усовершенствованию подходов к строительству и улучшению строительных материалов, возможно успешное развитие архитектуры.

Одним из наиболее рациональных подходов в современном строительстве среднего и большепролетного сооружений, форма которых близка к минимальной поверхности, являются поверхности вантовых (висячих) покрытий. В этих конструкциях основные несущие элементы, перекрывающие пролет сооружения, испытывают растяжение, а несущими элементами служат тросы, закрепленные к опорному контуру. Ванта - прямолинейная растянутая нить. Данная форма покрытия сооружений сравнима с поверхностью гиперболического параболоида, образованная сеткой вант, работающих на растяжение, к которой закрепляют элементы ограждения. Покрытие может быть сформировано прямолинейными элементами, однако предпочтительнее является система из несущих и стабилизирующих линий, образующих напряженную вантовую сеть. Поэтому в отличие от других типов конструкций в них не возникает изгибающий моменты элементы ограждения воспринимают только местные нагрузки на покрытие.

В течение многих лет инженеры и архитекторы пытались создать конструкции, которые помогут избежать усилия растяжения в каменных конструкциях. Применение металла в качестве строительного материала в составе вантовых покрытий, позволило решить данную проблему.

В 1895 году русский инженер В.Р. Шухов получил патент на висячие покрытия. Это ему позволило в дальнейшем, всего за 9 лет, применить их в тридцати постройках. Однако внедрение данных конструкций в сферу градостроительства произошло намного позже.

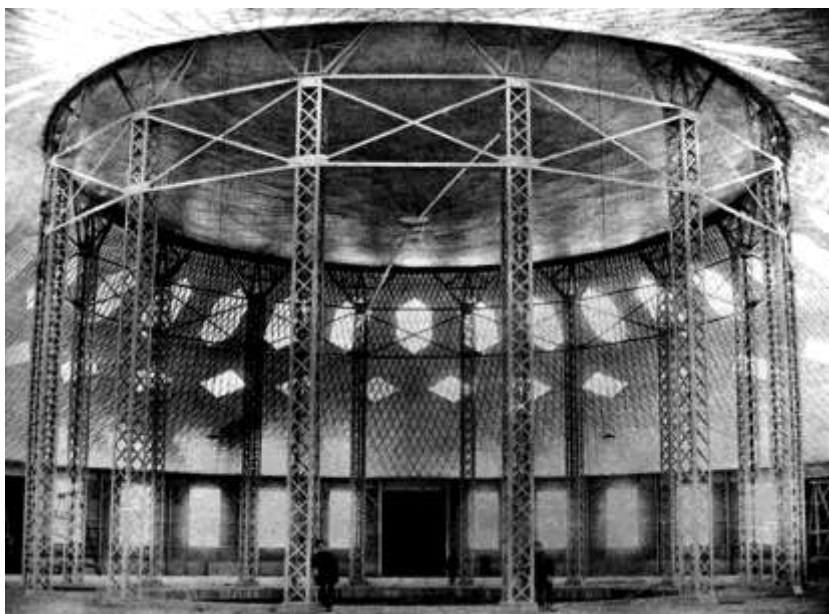


Рис.1.Круглый стальной павильон-ротонда, построенный Шуховым для Всероссийской промышленной и художественной выставки 1896 года в Нижнем Новгороде

К основным достоинствам висячих и вантовых конструкций можно отнести:

- сравнительно низкий расход стали из-за эффективного использования вантами всей площади сечения при восприятии нагрузок;
- разнообразие конструктивных форм покрытий предоставляет широкий спектр архитектурно-композиционных решений;
- при монтаже, как правило, не требуется устройство лесов, подмостей, что облегчает процесс возведения висячего покрытия;
- возможность перекрытия больших пролётов, при этом с увеличением пролёта эффективность по отношению к другим вариантам покрытий возрастает;

Среди наиболее значимых недостатков, а наряду с тем и особенностей, висячих и вантовых конструкций находится:

- повышенная деформативность, в особенности висячих систем, по причине того, что ванты являются геометрически изменяемыми за счет зависимости от воздействия внешней среды.

Таким образом, висячие конструкции покрытий вполне можно отнести к перспективным конструктивным формам для применения в них высокопрочных материалов, которые отличаются своей экономностью (вантовые покрытия позволяют перекрывать рекордно большие пролеты без промежуточных опор), невысокой трудоемкостью при возведении и широким выбором формообразования. Потому и на сегодняшний день проектирование вантовых конструкции остается одними из перспективных сфер в строительстве.



Рис.2.Живописный мост г. Москва

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Короев Ю.И.* Начертательная геометрия 1987.
2. *Кирсанов М.Н* Висячие и вантовые поверхности 1981.
3. *Михайлов В.В* Предварительно напряженные комбинированные и вантовые поверхности 2002.

МНОГОГРАННЫЕ МОДЕЛИ И ИХ ПРИМЕНЕНИЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Ромбокубооктаэдр образуется путем усечения куба октаэдром и ромбическим 12-гранником при этом образуется один типоразмер ребра a (рис.1,а). Схема размещения граней является графом этого многогранника и используется как основа для построения его развертки (рис.1,б).

Проекция многогранника (рис.1,в) на октаэдрическую плоскость ориентации (По) представлена внешним очерком – правильным шестиугольником. Треугольная грань проектируется в натуральную величину.

Проекция (рис.1,г) на кубическую грань получена как контур пересечения двух квадратов, которые были вписаны в окружность. В этом случае контур проекции данного многогранника является правильным восьмиугольником. Последующие построения видны из чертежа (рис.1,г). В этой проекции центральная квадратная грань, производная от куба, представлена в натуральную величину.

Проекция (рис.1,д) на плоскость ориентации П получена на основе квадрата. Квадратная грань, производная от ромбического 12-гранника, изображена в натуральной величине.

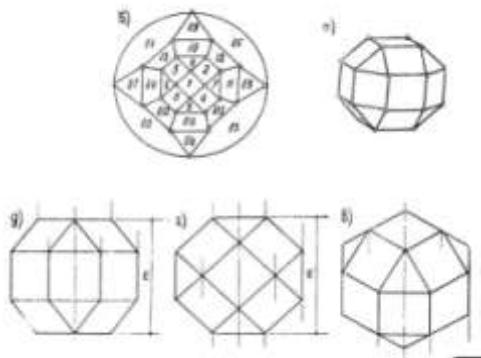


Рис.1. Ромбокубооктаэдр

Икосаэдр можно рассматривать как фигуру, составленную из двух правильных пятиугольных пирамид, примыкающих к верхнему и нижнему основаниям пятиугольной антипризмы. Построим прямоугольные проекции икосаэдра (рис. 2). Расположим ось АВ, проходящую через противоположные вершины икосаэдра, ортогонально плоскости Н, такое положение пятиугольника позволяет прямые А1...А5, В1...В5, соединяющие соответствующие вершины, спроектировать на горизонтальную плоскость проекций в натуральную величину. Ребро А3А4 пятиугольника было параллельно оси ОХ, при этом второй пятиугольник В1...В5 будет проектироваться со сдвигом на 180 градусов, а его ребро В3В4 также будет параллельно оси ОХ. Соединим вершины этих пятиугольников с общим центром. Проекция ребер АА1 и А3А4 являются взаимно-перпендикулярными. В пространстве эти ребра также взаимно-перпендикулярны, так как А3А4 параллельно плоскости Н. Можно считать доказанным, что ребро, проходящее через любую вершину, перпендикулярно к противоположной стороне пятиугольника, «соответствующего» этой вершине.

Вершине В2 «соответствует» пятиугольник В1ВВ3А5А4, а ребра В2А5 и В1В – взаимно-перпендикулярны. Так как оба ребра лежат в плоскости, перпендикулярной оси ОХ, то угол, который составляет одно ребро с плоскостью Н, равен углу, который составляет второе ребро с плоскостью У. Учитывая доказанное выше и заданное условие (равенство ребер), можно сделать вывод, что фронтальная проекция ребра В'В1 равна горизонтальной проекции ребра В2В5 и наоборот.

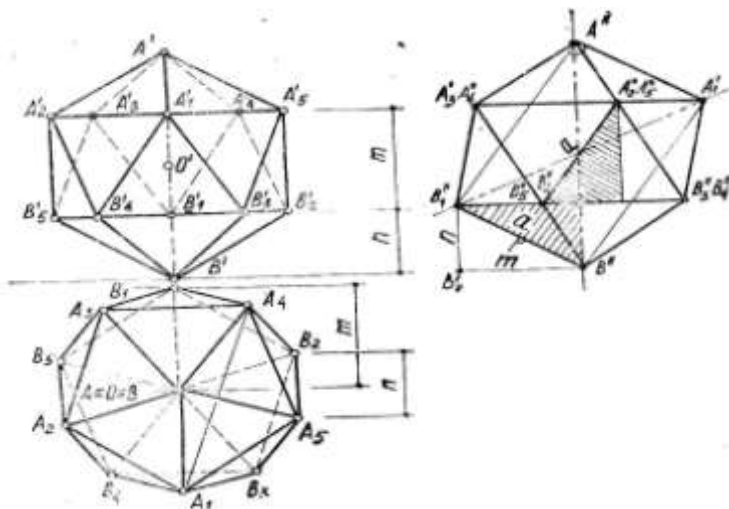


Рис. 2. Икосаэдр

Примеры использования многогранников в строительстве:

Городское пространство – это мир геометрических тел. Окружающие нас геометрические формы зданий и сооружений тяготеют к сочетанию и пересечению разнообразных многогранников, широко применяющихся благодаря высокой технологичности возведения таких пространственных объектов и возможностям создания самых неожиданных сочетаний их форм.

Необычный дом в форме икосаэдра (рис. 3) построил на йога-курорте в Монтесума один из его владельцев графический дизайнер Джозеф Микрут. Дом создан из 12 одинаковых треугольников, прикрученных на деревянные балки.

Архитектурное решение здания Национальной библиотеки Беларуси вызывает постоянно споры и неоднозначные оценки от положительных и восторженных до чрезвычайно резко отрицательных. Причиной неутрачивающих споров стала непривычная глазу и нетрадиционная в архитектуре советского периода геометрическая форма книгохранилища – этот интересный и неоднозначный по архитектуре многогранник – ромбокубооктаэдр (Рис.4) Труднопроизносимое слово ромбо-кубооктаэдр обозначает многогранник, образованный 18 квадратами и 8 треугольниками. Кстати, библиотека – самый крупный из архитектурных ромбокубооктаэдров, возведенных в мире в настоящее время.



Рис. 3 Дом–икосаэдр в Монтесума



Рис.4 Национальная библиотека Беларуси

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Альсина К.* Тысяча граней геометрической красоты. М.: Де Агостини, 2014. – 144 с.
2. *Гамаюнов В.Н.* Образы виртуального мира. М.: Академия, 2004. – 160 с.

О ЧИСЛЕ ТОЧЕК ПЕРЕСЕЧЕНИЯ ТРЕХ СФЕР

Задача нахождения числа и координат точек пересечения трех сфер является актуальной в связи с использованием ее в методе трилатерации при нахождении координат геодезических пунктов на местности.

Поскольку поверхность сферы описывается уравнением второй степени, то математически задача сводится к решению системы трех уравнений второй степени. В общем случае в поле комплексных чисел такая система имеет число корней, равное произведению степеней многочленов, входящих в исходную систему, т.е. в нашем случае – восьми. Однако, в данном конкретном случае мы рассматриваем систему в поле вещественных чисел, и число корней может быть меньше.

Рассмотрим решение этой задачи алгебраическим и геометрическим способами.

Алгебраический способ. Поместим одну из трех сфер в начало координат, а вторую сферу поместим на одну из осей (например, на ось ОХ). Третья сфера пусть будет находиться в плоскости ХОУ. Такого расположения всегда можно добиться посредством замены системы координат (аффинными преобразованиями переноса и вращения).

Тогда система уравнений, описывающая три сферы, будет иметь такой вид:

$$\begin{aligned}x^2 + y^2 + z^2 &= r_1^2; \\(x - t)^2 + y^2 + z^2 &= r_2^2; \\(x - q)^2 + (y - s)^2 + z^2 &= r_3^2;\end{aligned}$$

Решая систему, получим следующие координаты точек:

$$\begin{aligned}x &= \frac{r_1^2 - r_2^2 + t^2}{2t}; \\y &= \frac{r_1^2 - r_3^2 + q^2 + s^2}{2s} - \frac{q}{s}x; \\z &= \pm \sqrt{r_1^2 - x^2 - y^2};\end{aligned}$$

Интерпретируя формулы для координат точек пересечения, можно заключить, что возможны следующие варианты:

1) Подкоренное выражение отрицательно – это соответствует ситуации, когда сферы не пересекаются в одной точке;

2) Подкоренное выражение строго положительно – это соответствует ситуации, когда три сферы пересекаются в двух различных точках;

3) Подкоренное выражение равно нулю – в этом случае сферы касаются друг друга.

4) Ситуация, когда число точек пересечения бесконечно велико (т.е. три сферы пересекаются по окружности) имеет место в том случае, когда центры сфер расположены на одной прямой, и образуют вырожденный треугольник (в уравнении третьей сферы параметр s равен нулю).

Теперь рассмотрим геометрический способ решения задачи. В качестве некоторой аналогии к нашей задаче, вначале разберем двумерный случай, т.е. взаимное расположение двух окружностей на плоскости (см. рисунок 1).

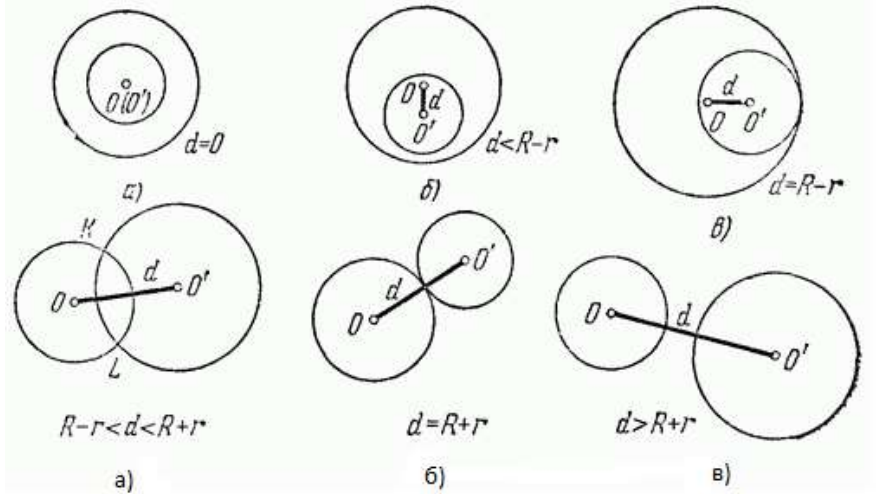


Рис.1 Взаимное расположение двух окружностей на плоскости.

В трех случаях окружности не пересекаются (либо когда эти окружности концентричны, либо когда меньшая окружность целиком находится внутри круга, ограниченного большей окружностью, либо когда расстояние между центрами окружностей строго больше суммы радиусов окружностей). В двух случаях окружности соприкасаются (имеют одну общую точку), причем различаются ситуации внутреннего и внешнего касания. И только в одном случае мы получаем пересечение окружностей в двух точках, а именно, когда расстояние

между центрами окружностей меньше сумм их радиусов, но при этом больше радиуса меньшей окружности.

Теперь перейдем в трехмерное пространство. Рассмотрим аналогичные ситуации уже для случая двух сфер (см. рисунок 2).

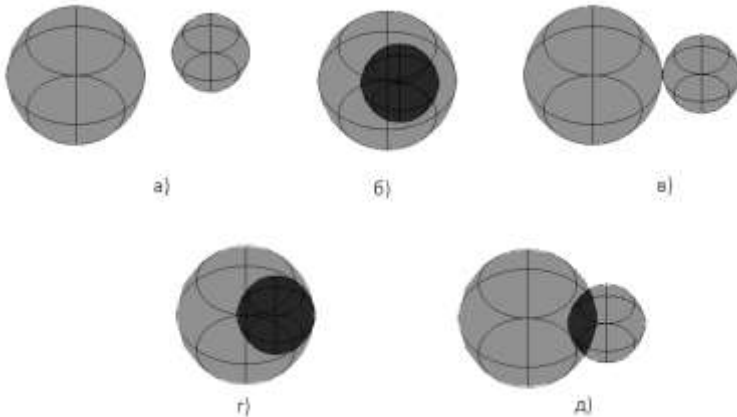


Рис. 2. Взаимное расположение сфер в пространстве.

Добавив третью сферу к двум пересекающимся, мы можем получить интересное нас множество точек.

На первом этапе методом замены плоскостей добиваемся того, что треугольник, соединяющий центры сфер, будет расположен в горизонтальной плоскости проекций. Окружности попарного пересечения сфер проецируются на эту плоскость в виде отрезков, пересекающихся в одной точке. Эта точка является горизонтальной проекцией отрезка, две вершины которого являются искомыми точками, и определяются стандартным способом.

В случае касания двух сфер, множество их точек пересечения будет являться единственной точкой (отрезком нулевой длины).

В случае пересечения трех сфер по окружности в проекции получим частично перекрывающиеся отрезки.

В дальнейшем можно перейти от сфер к более сложным поверхностям второго порядка (например, эллипсоидам вращения, которые в случае малого эксцентриситета визуально трудно отличимые от сфер), и исследовать вопрос о числе точек пересечения нескольких таких поверхностей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК:

1. *Постников М.М.* Аналитическая геометрия. М., Наука, 1973
2. *Королев Ю.И.* Начертательная геометрия. М., Архитектура-С, 2007

ТЕОРЕМА МОНЖА И ЕЕ ПРИМЕНЕНИЕ В АРХИТЕКТУРЕ

При пересечении двух поверхностей второго порядка между собой, как правило, как правило мы получаем пространственную кривую, имеющую четвертый порядок. В аналитической проективной геометрии существует теорема Монжа, которая описывает частный случай расположения двух пересекающихся поверхностей относительно друг друга. Встречается несколько формулировок этой теоремы. Самой распространенной из них является следующая: «Если две поверхности второго порядка описаны (или вписаны) около третьей поверхности второго порядка, то они пересекаются по двум плоским кривым» [3? с/108]. В другой формулировке указывается на условие касания двух данных поверхностей второго порядка третьей поверхности по плоским кривым второго порядка [1, с.31]. А в третьей формулировке той же теоремы говорится, что «если две поверхности второго порядка пересекаются по одной плоской кривой, то они пересекаются еще по одной, также плоской кривой» [3, с.103]. Именно этим свойством мы и будем пользоваться при построении теней.

Приведены горизонтальные проекции трех примеров. Здесь пересекаются два цилиндра между собой и конус пересекается с цилиндром. Линиями пересечения являются эллипсы, которые спроецировались отрезками ab и cd .



Рис.1 Пересечение поверхностей второго порядка

Данную теорему можно считать частным случаем теоремы о двойном соприкосновении, которая гласит, что если у двух поверхностей второго порядка есть две общие точки и две общие касательные плоскости, проходящие через эти точки, то линии их пересечения - две кривые второго порядка» [3,с.105]. На рисунке 2 изображены два горизонтальных цилиндра, две плоскости, которые касаются цилиндров горизонтальные и линиями касания являются образующие, проходящие через экстремальные точки P и Q.

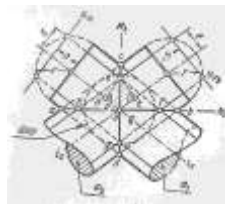


Рис.2 Пересечение цилиндров

Теорема Монжа имеет большое значение и часто применяется в архитектуре и строительстве. Самый распространенный пример – это проектирование и строительство крестовых и лотковых (сомкнутых) сводов (рис. 3 и 4).

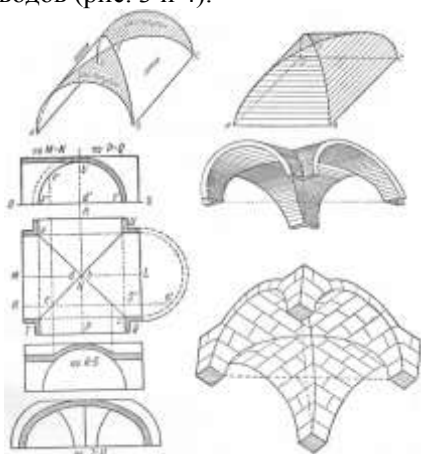


Рис.3 Лотковый и крестовые своды [2]



Рис.4 Примеры крестовых сводов

На цилиндре показаны его части, которые называются лотками и распалубками. Если свод образован из четырех лотков, он называется лотковым и опирание его происходит на четыре стены. Свод крестовый состоит из четырех распалубков и опирается на четыре столба.

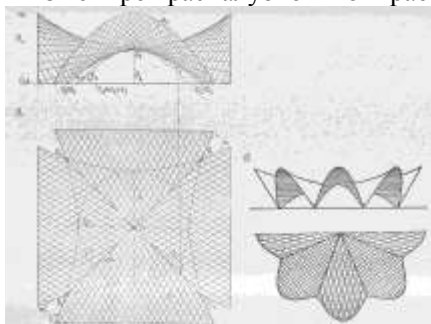


Рис.5 Пересечение гиперболических параболоидов [3]

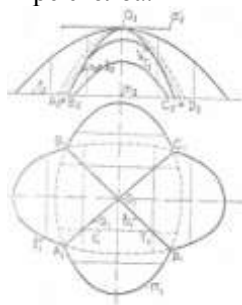


Рис. 6 Пересечение эллиптических параболоидов

Следует отметить широкое применение в настоящее время конструкций большепролётных покрытий различной формы. На

рисунке 5 изображены два гиперболических параболоида, линиями пересечения которых являются параболы, лежащие в горизонтально проецирующих плоскостях.

Теорема Монжа действует и при построении теней в нишах и углублениях, имеющих форму, в частности, поверхности вращения (цилиндра (рис.8), сферы (рис.9), конуса и др.). Это случай построения контура падающей тени от круглого контура ниши на поверхность этой ниши.

Наклонный цилиндр, образующие которого являются лучи света, проходящие через окружность (нормальное сечение вертикального цилиндра) (рис. 7), пересечет вертикальный цилиндр по эллипсу, часть которого является контуром падающей тени (рис.8)

Тень от контура сферической ниши на поверхность этой ниши тоже является плоской кривой – эллипсом (рис.9). Таким образом можно сказать, что падающая тень от плоского сечения поверхности вращения на эту поверхность второго порядка сама является кривой второго порядка.

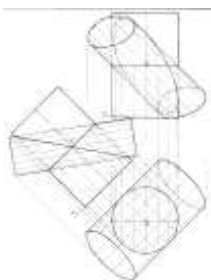


Рис.7
Пересечение двух цилиндров

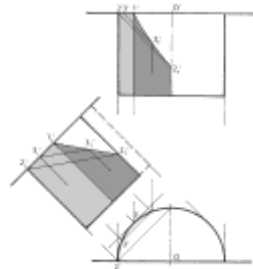


Рис.8 Тени открытой цилиндрической ниши.

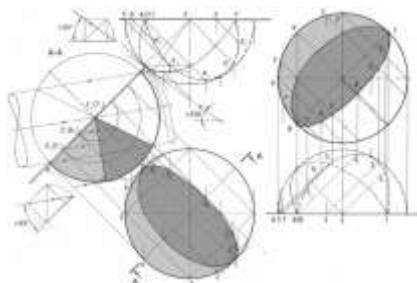


Рис.9 Тени сферической ниши, расположенной в горизонтальной и фронтальных плоскостях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Добряков А.И.* Курс начертательной геометрии. Учебное пособие - М.,Л. 1952, 496 с.
2. *Рынин Н.А.* Начертательная геометрия. Учебник. – Л, 1939, 448 с.
3. *Тимрот Е.С.* Начертательная геометрия. -М. 1962,280 с.

АРХИТЕКТУРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ В СИМБИОЗЕ С ЭКОЛОГИЕЙ

Мир развивается и границы возможностей человека в различных отраслях расширяются. Строительство – область, которая наиболее динамично прогрессирует в современном мире. Теперь у людей появилась потребность строить не только эстетичные по внешнему виду здания, но и сооружения, которые гармонично вписываются в ландшафт, являясь своеобразным «продолжением» окружающей среды. В результате этого появилось новое направление в архитектуре – экологическая архитектура.

Антропогенная среда чрезвычайно агрессивна по отношению ко всему живому. Это давление ощущает каждый из нас, когда, к примеру, попадает в метро или выходит на оживлённую улицу. Обратите внимание на то, как ведут себя другие живые организмы в этих условиях. Как реагируют кошки и собаки на метро или высотный дом. Человек тоже часть живого мира, соответственно антропогенная среда является источником стресса и для людей в том числе. Для решения проблемы комфортного существования людей в мегаполисах получила развитие эко-архитектура. Она учитывает экологические особенности взаимодействия архитектурных объектов и природы, а также социально – экологические потребности жителей. Она направлена на приближение людей к природе, избавление их от монотонности городского пространства. Неразличимость живого и искусственного, продолжение одного в другом – в этом задача эко-архитектуры.

На сегодняшний день экологическое строительство – самая модная тенденция мировой архитектуры, т.к. такие здания отличаются функциональностью, аккуратным внешним видом и благотворно влияют на окружающую среду.

Зеленые стандарты разработаны для того, чтобы грамотно проектировать и строить здания и сооружения нового поколения. Такие стандарты имеют свои принципы:

- безопасность и благоприятные условия жизнедеятельности человека;
- ограничение негативного воздействия на окружающую среду;
- учёт интересов будущих поколений.

Как и любой стиль в архитектуре, экологическая архитектура имеет свои критерии, его невозможно спутать с другими направлениями. В-первых, использование натуральных материалов, к примеру, глиняная

черепица для крыши, камень – для напольного покрытия, настенные панели из дерева. Во-вторых, энергосбережение. Смысл в том, чтобы проектировать и строить здания, в эксплуатации которых сведено к минимуму применение источников синтетической энергии. Для таких сооружений отопление, освещение, кондиционирование и акустика – объекты тщательной разработки. При строительстве традиционные системы энерго, водо и теплоснабжения заменяются системами, способными использовать ресурсы природы. Для этого применяются не только новейшие энергосберегающие технологии, такие как ветряные турбины, солнечные батареи, панели с вакуумной изоляцией, тепловые насосы и т.п., но и самые простые принципы рационального строительства, к примеру, окна большой площади, расположенные на южной стороне здания. В-третьих, рациональное проектирование, компактность форм, правильность расположения здания и внешний вид, максимально приближенный к природному ландшафту.

Ещё совсем недавно примеры эко-архитектуры встречались крайне редко, их возведение становилось настоящим событием для человечества. Но за последние десятилетия такие здания можно найти во многих странах мира, что подтверждает интерес к экологическому строительству.

Проект городской гостиницы Parkroyal on Pickering в Сингапуре, реализованный сингапурским архитектурным бюро, стал воплощением программы эко-строительства. Во внешней отделке здания почти нет прямых линий, что делает его похожим на природную конструкцию, нежели на построенную человеком. В процессе



Рис. 1. Parkroyal on Pickering в Сингапуре

эксплуатации здания используются передовые технологии сбережения энергии и воды. Однако главная особенность гостиницы – вертикальные живые насаждения, площадь которых в два раза больше застроенной площади земли. Посаженные на террасах и балконах растения создают затенение, очищают городской воздух, защищают от внешнего шума и выступают в качестве вертикального ландшафтного решения. Экологические характеристики вертикального сада особенно велики благодаря тому, что для полива используется собранная

дождевая вода. Ещё одна особенность – осветительная система для садов. Она потребляет только энергию, выработанную солнечными батареями на крыше здания. Нагрев воды для гостиницы осуществляется посредством тепловых насосов.

В России эко-архитектура встречается не часто. В настоящее время она находится на стадии разработки. Наиболее ярким примером такой архитектуры является частный коттедж «Глаза», построенный по проекту архитектора Бориса Левинзона. Здание расположено в городе Сестрорецке Ленинградской области.



Рис. 2. Коттедж «Глаза»

Коттедж значительно выделяется среди других архитектурных сооружений этого района. Дом выполнен в кирпиче и покрыт пластиковой штукатуркой, а также кожаной черепицей. Весь комплекс дома и ограды по периметру участка будто вырезан скульптором из одного куска камня. Коттедж сливается с пейзажем и плавно в него перетекает. Создаётся ощущение гармонии пространства и открытости окружающему миру. В этом архитектурном сооружении нет борьбы открытых и закрытых пространств, соперничества между природой и зданием. Оно является продолжением ландшафта этих мест.

Таким образом, эко-архитектура – это движущая сила современной экономики, которая способствует формированию здорового общества, улучшению качества жизни и состояния окружающей среды. Если Россия будет комплексно подходить к внедрению принципов экологического строительства, то это уже совсем скоро принесёт свои плоды.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Архитектурная бионика. Под редакцией Ю.С. Лебедева - М. Стройиздат, 1990. -269с
2. Строительная экология/ Н.П. Сугробов, В.В. Фролов, 2004. – 416 с.

«НЕВОЗМОЖНОЕ» В АРХИТЕКТУРЕ

Архитектура формирует и организует пространство, передает определенное настроение, которое когда-то почувствовали и запечатлели архитекторы, создавая здания и сооружения по законам гармонии и красоты, что и делает архитектуру искусством. Теория архитектуры проявляется в любом представлении о том, на что должно быть похоже здание. Форма, которую принимает здание, предполагает наличие теории проектирования. Путь, с помощью которого отдельные элементы здания соединяются в единое целое, подразумевает наличие теории структуры. А процесс осуществления данного проекта предполагает теорию проектирования. Цель архитектурной теории – расширить границы свободы, даже если эта свобода подчиняется некоторой регулирующей системе. Проектируя любое сооружение, архитектор должен придавать ему собственный, неповторимый и индивидуальный облик, ориентируясь при этом на окружающую среду и учитывая будущее назначение постройки. Созерцание зданий, их ансамблей способно вызвать у зрителей определенное настроение. Среди огромного числа всевозможных сооружений, созданных человеческим гением, немало таких, которые неизменно заставляют восхищаться ими.

Здание *Tempe Municipal Building*, (рис.1) находящееся в Аризоне, спроектировал американский архитектор Майкл Гудвин. Перевернутая пирамида в Аризоне — это хорошо продуманный проект, который позволяет использовать максимум помещения и занимать минимум места. Из-за необычной формы строения здание практически не попадают прямые солнечные лучи, а зауженное основание



Рис. 1 Перевернутая пирамида

обеспечивает много места для придомовой территории. Благодаря большому количеству стеклянных окон днем в здании достаточное освещение, а особо собранный металлический каркас делает строение устойчивым к ветру. Стены здания находятся под углом 45 градусов. Благодаря такому наклону стен в помещениях прохладно летом и достаточно светло в зимнее время. Закаленное стекло выдерживает

силу притяжения, а специальные панели защищают конструкцию здания от перегрева.

Музей Гуггенхайма в Бильбао (рис.2) спроектировал американско-канадский архитектор Фрэнк Гери. Здание построено в 1997 году. Формы этого здания лишены ясности, законченности и похожи на груды смятого металла, сломанных конструкций, опадающих и сползающих на наших глазах. Серебристые поверхности здания, блеск стекла, плавные изгибы линий завораживают, но одновременно создают ощущение болезненности и надлома, триумфа разрушительных, а не созидательных сил.



Рис. 2 Музей Гуггенхайма

Дворец искусств Королевы Софии (Palau de les Arts Reina Sofia), (рис.3) входящий в состав огромного комплекса Город Науки и Искусств, – выдающийся образец современной архитектуры в стиле био-тек. Дворец построен в 2005 году архитектором Сантьяго Калатравой. Многие здания этого комплекса подражают как природным, так и рукотворным формам. Внешне здание похоже на боевой шлем, с вытянутыми обтекаемыми формами и гребнем наверху. Гармоничное сочетание, казалось бы таких несовместимых частей, как острые углы и обтекаемые формы, достигнуто архитектором за счет правильного комбинирования объемов и верно выбранных пропорций. При этом главный элемент крыши имеет всего лишь две точки опоры в самом начале и ближе к середине, а остальная часть находится в воздухе, что придает этому зданию неповторимый облик.



Рис. 3 Дворец искусств Королевы Софии

Центр Гейдара Алиева в Баку (рис.4), построенный Захой Хадид в 2012 году отличаются ультрасовременные формы. Здесь нет привычного соотношения несущих и несомых частей, прямых линий



Рис. 4 Центр Гейдара Алиева

(не считая рам огромных окон), завершенности композиции. Здания центра биоморфны, они как будто живут и развиваются, подобно

живым организмам. Архитектура поражает смелостью творческого эксперимента.

Яркий пример деконструктивизма - Королевский музей Онтарио (рис.5). Здание с первых минут приковывает к себе наше внимание. Восточный фасад Королевского музея Онтарио был построен в 1933 году. В 1996 году архитектор Даниэль Либескинд взялся за проектирование совершенно новой формы пристройки, которая бы сделала Королевский музей Онтарио не только огромной ценностью, но и привлекательностью Торонто.

В основе архитектурной композиции лежит необычное совмещение 5-ти объемов сложной формы, расположенных таким образом, что возникает впечатление, будто бы кристалл вырос прямо из земли. Результат был высоко оценен – музей получил статус самого большого в Канаде музея и был включен в список 7 архитектурных чудес света.

Рис. 5 Королевский музей



Падающая башня CapitalGate в Абу-Даби (рис.6) – небоскреб в столице ОАЭ. Это уникальный небоскреб, примыкающий к Национальному выставочному центру. Высота CapitalGate составляет 160 метров. В 2010 году CapitalGate попал в Книгу рекордов Гиннеса как небоскреб с самым большим наклоном в мире. Угол наклона составляет 18 градусов, что в 4,5 раза больше наклона Пизанской башни. Внешне кажется, что здание полностью состоит из стекла, но это впечатление обманчиво - его держит крепкий сетчатый каркас. Диагональная сетка перенаправляет воздушные потоки, уменьшает атмосферное давление на здание и в случае возникновения сейсмической активности небоскреб становится более устойчивым.



Благодаря современным строительным материалам и безграничной фантазии архитекторов в мире создаётся большое количество уникальных и удивительных сооружений. Они приковывают наше внимание с первого взгляда и заставляют задуматься над тем, как люди смогли придумать и воплотить в жизнь такие необычайные постройки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Блохина И. В.* Всемирная история архитектуры и стилей. М.: АСТ, 2016. 256 с.
2. *Хирн Ф.* 100 величайших идей, изменивших архитектуру/ Фил Хирн; пер с англ. А. Кулакова. – М: АСТ, 2013-384 с.

ГЕОМЕТРИЯ КУПОЛОВ

Купольное покрытие общественных зданий применяется с древних времен благодаря торжественной и величественной геометрической форме и большому разнообразию вариантов (рис.1). Высокая технологичность этих поверхностей позволяет перекрывать значительные пролеты (до 150 м.). Хорошее сопротивление ветровой нагрузке, благодаря устойчивой и обтекаемой форме купола, способствовало распространению этих архитектурных форм на всех континентах. Высокая эргономичность купольных покрытий также бесспорна.

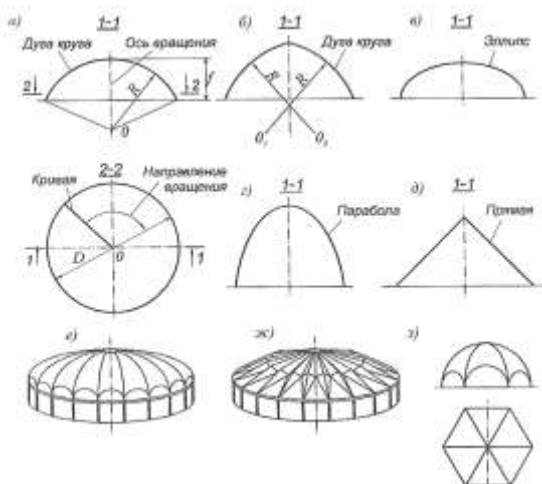


Рис.1 Геометрические формы куполов:

а – сфера; б – закрытый тор; в – эллипсоид; г – параболоид;
д – конус; е; ж; з – сегментные.

Купола начали возводить в глубокой древности. Каменные купола римских базилик возводились еще до нашей эры римскими зодчими, передавшими секреты их строительства потомкам. Достоверно известно, что купол римского пантеона возведен в 128 году, он является самым древним из известных нам купольных покрытий.

Конструкция купола имеет три основных элемента: верхний опорный контур, нижний опорный контур, оболочка (рис.2).



Рис.2 Конструктивная схема купола:

- 1- опорный контур (нижний),
- 2- опорный конту (верхний),
- 3-оболочка

Со временем технология строения куполов проникла из Римской империи в Византию. Византийские архитекторы разработали конструкцию паруса, что позволило перекрывать основания многоугольного вида в плане (рис.3). Изумительной красоты купол, по форме приближающийся к сфере, перекрывает колоссальный объем Софийского собора в Константинополе (Стамбуле), имея диаметр более тридцати метров. Гигантское здание, вес которого около двух сотен тонн, имеющее высоту 51 метр, было одним из чудес Византии и потрясало воображение современников.

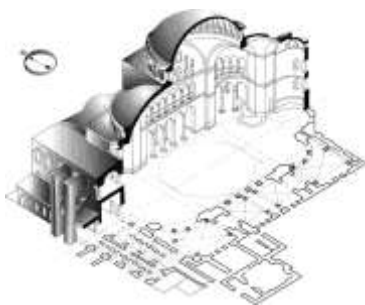


Рис.3

Торжественный взлет полукуполов и парусов создает неизгладимое впечатление. Верхняя часть здания словно парит в воздухе. Центральный купол поддерживается двумя более низкими полукуполами, к которым примыкают еще по два купола. Четыре столба, несущие купол, искусно замаскированы тонкими перегородками.

В зодчестве итальянского Возрождения наблюдается новый расцвет архитектуры куполов. Собор Санта Мария дельФьоре, узнаваемый во всем мире символ Флоренции, это изумительное творение гениального архитектора и инженера Ф. Брунеллески (рис.5). Собор, строившийся на деньги семьи Медичи, долго стоял незавершенным. Ни один архитектор не брался возвести этот купол, так его конструкция требовала уникальных новаторских решений (рис.4). Архитектурные и конструктивные нововведения, разработанные Брунеллески в процессе возведения именно

этого купола, стали затем использоваться в строительстве европейских соборов XVII-XVIII веков.

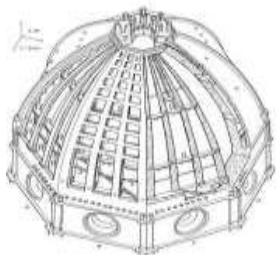


Рис.4. Двойная оболочка купола



Рис.5 Санта Мария дельФьоре

Уникальность купола собора Санта Мария дель Фьоре состоит в том, что Брунеллески построил его, не применяя строительных лесов. Он создал систему самоопоры купола. Двухслойный восьмигранный купол состоит из сегментов кривой поверхности, оболочки связаны нервюрами (выглядающими как белые ребра на фоне темно-красного черепичного покрытия), и горизонтальными кольцами, которые противодействуют распору.

Световой фонарь из белого мрамора завершает заостренный силуэт собора. Впечатляют размеры купола: диаметр по основанию – 42 метра, высота от нулевой отметки – 91 метр. Купол парит в воздухе уравнивая тяжеловесность вытянутого в длину здания с тремя нефами, выходящими в восьмигранный зал. Он похож на зонтик, в котором нервюры – это спицы, а черепичные грани – натянутая между ними ткань.

Толщина стен собора была невелика - это пугало тех, кто не рисковал браться за постройку купола. Покрыть куполом таких размеров пролет без использования лесов было делом невиданным. Поэтому Брунеллески принял решение максимально облегчить вес купола. Он создал проект пустотелого купола, состоящего из двух оболочек: наружной и внутренней. Внутренняя - более мощная, несущая. Наружная имела декоративную и защитную функцию.

Вероятно, не найдется в истории архитектуры более прекрасной и величественной формы, чем купол – это творение гениальной инженерной мысли, основой которой было свободное, творческое владение геометрией.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Глазычев В.Л. Архитектура. Энциклопедия. Москва. «Дизайн. Анимация. Картография». Астрель АСТ. 2002.
2. Ткачев В.Н. Архитектурный дизайн. Функциональные и художественные основы проектирования. Москва. «Архитектура-С». 2006.

БИОМОРФНЫЕ ПОВЕРХНОСТИ

В настоящее время в мире возрастает интерес к использованию в архитектурных решениях сложных по геометрической форме конструкций. С последней четверти XIX века развитие естественных наук испытывает резкое ускорение, а мир живой природы всё чаще становится объектом внимания инженеров и дизайнеров.

Ар Нуво становится одним из стилей дизайнеров, использовавших поверхности биоморфизма на рубеже XIX и XX столетий. В этом также отразился повышенный интерес человечества к ботанике. Биоморфные растительные фигуры, извивающиеся по фасаду здания стиля модерн, например, которые плавно переходят в другие растительные формы, приятно украшают и радуют глаз. Пример биоморфных поверхностей в ботанике представлен на рисунке 1.

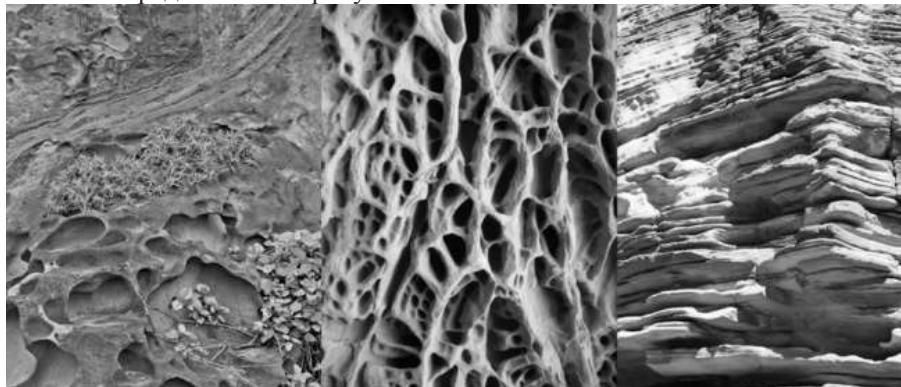


Рис.1. Биоморфные поверхности в природе.

Начнём с определения биоморфизма. **Биоморфизм**, который можно охарактеризовать как системы биологических форм, внедренные в культурную среду человечества, представляется составным термином. Если биоморфология является областью науки, имеющей объектом изучения о формы и строение живых организмов, то биоморфизм представляется способом использования биологических форм в конструкторской мысли.

Однако этим не исчерпываются мировые тенденции биоморфизма. В частности, данный термин был использован Г.А. Барром, применительно к состояниям, опирающимся на классические представления о красоте образов, созданных самой природой. Также и в

высшей математике появился термин биоморф, который ввел К. Пикоувер, чтобы обозначить им алгебраические фракталы удивительным образом копирующие форму некоторых одноклеточных организмов. «Биоморфизм» прочно вошел в научно-техническую литературу.

Итак мы видим на переломе XIX и XX веков несколько новых научных терминов, а также архитектурный стиль, смело использующий биологические структурные элементы.

Биоморфические структурные элементы могут образовывать поверхности биоморфизма. В минералогии также широко применяется данный термин. Люди искусства, на интуитивном уровне, также имеют склонность творить пространственные трехмерные объекты, на основе обобщения и объединения биоморфных структур в единое целое.



Рис. 2. Первые биоморфные формы в дизайне мебели.

Однако, для того чтобы этот стиль обрёл широчайшее применение, должен был произойти мощный скачок в области разработки новых технологий, а также инновационных материалов, одним из которых стал пластик. Сааринен, яркий представитель финской архитектурно-строительной школы, превратил Кранбрукскую Академию художеств в один из главных центров, разрабатывавших концепцию биоморфизма. Пример биоморфной мебели представлен выше на рисунке 2.

Основной тенденцией в использовании биоморфных поверхностей в архитектуре и дизайне является конструирование формообразующих элементов, с помощью которых дом органически вписывается в окружающий его природный ландшафт, а интерьер, мебель и предметы обихода полностью соответствуют внешнему архитектурному облику здания. Основным видом строительства, в котором оказалось возможным использовать формы биоморфной архитектуры и дизайна, становится частный особняк. В качестве строительных материалов традиционно используются природный камень, а также конструкции из кирпича и дерева.



Рис. 3. Дома с использованием биоморфной архитектуры.

В наше время развитие архитектурных и дизайнерских стилей движется в сторону использования более свободных форм при проектировании, что также сопровождается как развитием существующих, так и разработкой принципиально новых материалов, а также технических методов и средств выражения архитектурно-дизайнерской мысли. Не обходятся без поверхностей биоморфизма и современные разработки в области промышленного дизайна.

Таким образом, можно сделать вывод, что на протяжении всего сознательного времени человек всегда наблюдал за природой и её явлениями, и черпал у неё вдохновение для повышения качества и удобства его жизни. Пример использования биоморфных поверхностей человеком представлен на рисунке 4.



Рис. 4. Биоморфные поверхности 21 века.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Старинкова Е.В.* Проявление биоморфизма в эстетике человеческого бытия// Вестник Санкт-Петербургского государственного института культуры. №3. 2012 С.117-125.
2. *Байкова Е.В.* Биоморфные структуры в пространстве города// Вестник Саратовского государственного технического университета. №5. 2011. С.227-232.

ТОР, ЕГО ПРИМЕНЕНИЕ В НАУКЕ, ТЕХНИКЕ И АРХИТЕКТУРЕ

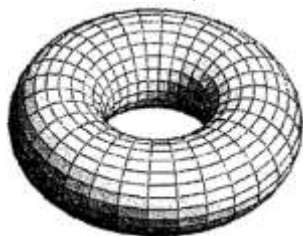


Рис. 1. Тор

Тор - это поверхность вращения четвертого порядка, которая может быть получена различными способами. Наиболее известный способ - вращение окружности, называемой образующей, вокруг оси, лежащей в плоскости этой окружности. В процессе этого вращения центры образующей сами описывают окружность, которая называется направляющей. В зависимости от взаимного расположения оси вращения и образующей окружности различают открытый (в случае, если ось вращения не имеет общих точек с окружностью) или закрытый (если иначе) варианты тора. В топологическом смысле множество точек открытого и закрытого тора различаются по своим топологическим свойствам, но с точки зрения аналитической геометрии уравнения существенно не меняются. Другой, более редко используемый вариант образования тора – вращать окружность относительно оси, проходящей через эту окружность (рассматриваем ситуацию в трехмерном пространстве). Такая окружность называется окружностью Вилларсо в образуемом ею торе.

Считается, что впервые тор изучался древнегреческим математиком Архитом. Кроме Архита другой древнегреческий математик, Персей, проводил исследования о сечениях тора плоскостью, и изучал так называемые спирические линии, или линии Персея (это сечения тора плоскостями, параллельными его оси вращения – рис.2).

Уравнение тора может быть задано разными способами. Например, параметрическое задание тора является системой уравнений:

$$\begin{cases} x(\varphi, \psi) = (R + r \cos \varphi) \cos \psi \\ y(\varphi, \psi) = (R + r \cos \varphi) \sin \psi \\ z(\varphi, \psi) = r \sin \varphi \end{cases} \quad \varphi \in [0; 2\pi], \psi \in [-\pi; \pi]$$

где R - радиус направляющей окружности, r - радиус образующей окружности.

Другой вариант задания – это уравнение поверхности 4-го порядка:

$$(x^2 + y^2 + z^2 + R^2 - r^2)^2 - 4R^2(x^2 + y^2) = 0$$

Площадь поверхности и объем тела, ограниченного тором описываются следующими формулами:

$$S = 4\pi^2 Rr. \quad V = 2\pi^2 Rr^2$$

Рассматривая тор как объект изучения дифференциальной геометрии, можно заметить, что в трёхмерном пространстве тор имеет точки положительной, нулевой и отрицательной кривизны.

Рассматривая тор с точки зрения топологии можно отметить следующие топологические свойства:

1) Тор является поверхностью рода 1 (так называемая «сфера с одной ручкой»).

2) Тор с вырезанным на нем диском можно вывернуть наизнанку (если действовать серией непрерывных деформаций без разрывов и склеек).

3) Для раскрашивания карты на торе в разные цвета таким образом, чтобы соседние фрагменты были разных цветов, необходимо не менее семи красок.



Рис. 2. Кривые Персея в сечениях тора.

Сечения тора.

В зависимости от расположения и ориентации секущей плоскости в сечении могут получаться разные плоские фигуры. В частности, мы можем получать кольцо, две разнесенные окружности, пересекающиеся окружности, лемнискату Бернулли и другие плоские кривые четвертого порядка различной формы (в том числе и кривые Персея). Например, при сечении тора бикасательной плоскостью получающаяся кривая четвертого порядка оказывается объединением двух окружностей, Вилларсо.

Использование тора в технике.

Существуют тороидальные трансформаторы, форма которых может отличаться от математически правильного тора (рис. 3).

Торическая форма используется в ускорителях элементарных частиц (тоннель в Большом адронном коллайдере, рис 4).

Автомобильные и велосипедные камеры имеют форму тора, что связано с режимом эксплуатации этих объектов.



Рис.3 Тороидальный трансформатор Рис.4 Внутри адронного коллайдера

Использование тора в архитектуре.

Форма тора находит широкое применение в архитектуре, причем на разных уровнях. Так, база колонн имеет форму тора (рис.5). Существуют и целые архитектурные объекты, спроектированные в виде тора (рис. 6).



Рис. 5. База колонны



Рис. 6. Кампус Apple Park

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кривошапко С.Н., Иванов В.Н., Халаби С.М.* Аналитические поверхности. Москва Наука 2006 г. 536 стр.
2. Математическая энциклопедия в 5 томах. Под редакцией Виноградова, М., 1977., т.5
3. *Берже М.* Геометрия. В 2-х томах. 1984г., М., Мир, перевод с французского.

ПЕРСПЕКТИВА ПОСТРОЕНИЕ ШИРОКОУГОЛЬНОЙ ПЕРСПЕКТИВЫ

На сегодняшний день объектами проектирования и строительства становятся всё более и более крупные сооружения, ансамбли зданий и жилые районы. В связи с этим, бывает невозможно ограничиться небольшими углами зрения ($40-50^{\circ}$) при построении перспективы. Построение изображений крупных архитектурных комплексов, при углах зрения, значительно превышающих существующие пределы (до $120-140^{\circ}$), возможно, благодаря широкоугольным перспективным проекциям. Следует отметить, что существующий метод построения проекции на вертикальную плоскость по-прежнему незаменим и не имеет себе равных по простоте и геометрической стройности (2). Однако метод построения широкоугольных перспектив, целесообразно применять в процессе архитектурно-строительного проектирования, когда заказчику проекта необходимо получить наиболее точные сведения о восприятии пропорций и объёмно-пространственной композиции проектируемого сооружения.

При построении проекции на вертикальную плоскость, перспективные искажения увеличиваются к краям картины (возрастают при увеличении угла зрения. Этим объясняются рекомендации для построения перспектив, ограничивающие величину угла зрения до $40-50^{\circ}$. Однако, ограничение углов зрения частично устраняет только одну из разновидностей перспективных искажений. Имеется и другой вид перспективных искажений – перспективные сокращения, наблюдаемые в природе, изменяются не прямо пропорционально увеличению расстояния до объекта. Они проявляются в значительно меньшей степени (настоящее явление несоответствия «угловому закону», получило в психологии название «относительной константности восприятия»). При построении перспектив на плоскости эти искажения основных пропорций объекта, оказываются на столько значительными, что изображение практически утрачивает достоверность и сходство с натурой.

Оба изображения выполнены при оптимальных углах зрения, не превышающих 40° . На первом из них (рис.1), перспективные искажения по глубине улицы невелики (рисунок с натуры), а на втором (рис.2) улица выглядит непомерно протяжённой по глубине (фотография) .



Рис.1 Рисунок с натуры



Рис.2 Фотография

В результате экспериментальных исследований была найдена проекционная поверхность, позволяющая устранить на перспективном изображении наибольшее число искажений и вместе с тем увеличить углы зрения до $120-140^{\circ}$.

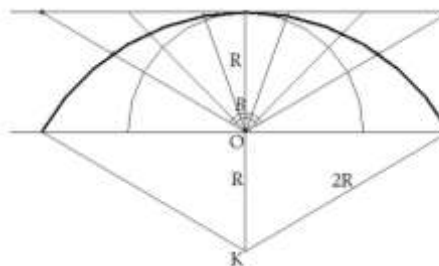


Рис.3 Схема 1. Построение горизонтальной направляющей.

Горизонтальная направляющая этой проекционной поверхности (рис.3) с достаточной для практики точностью может быть представлена дугой окружности с центром в точке K, расположенным относительно точки зрения O, на двойном удалении от вершины кривой (первая схема). Полученная кривая отражает степень перспективных искажений по горизонтали, воспринимаемую в натуре.

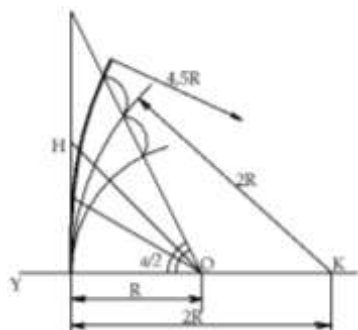


Рис.4 Схема 2. Построение вертикальной образующей.

Вертикальную образующую проекционной поверхности (рис.4) можно представить в виде кривой, показанной на второй схеме. Из точки зрения O и из точки K, вдвое удалённой проводятся две дуги окружностей. Затем вдоль лучей зрения от точек пересечения со второй окружностью откладываются промежутки, равные расстоянию между первой и второй окружностью. Полученные точки соединяют плавной кривой, отражающей степень перспективных сокращений по вертикали.

Из сравнения двух схем видно, что степень перспективных сокращений, воспринимаемых зрителем по вертикали, сказывается значительно меньше ($\approx 4,5R$), чем величина сокращений в горизонтальном направлении ($2R$). Установленная проекционная поверхность двойкой кривизны, в процессе проецирования на неё того или иного объекта аппроксимируется плоскими участками, что устраняет перспективное искривление на изображении прямолинейных элементов объекта.

Пример построения перспективы здания призматической формы (рис.5,6):

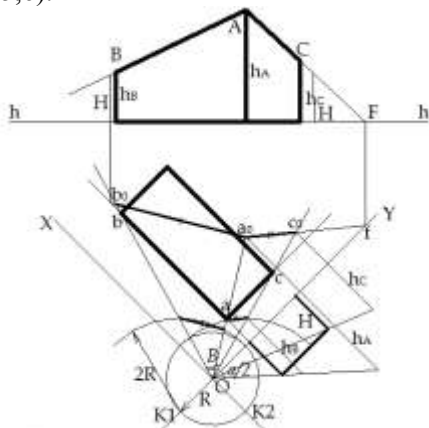


Рис.5 При $\alpha/2 < 30^\circ$.

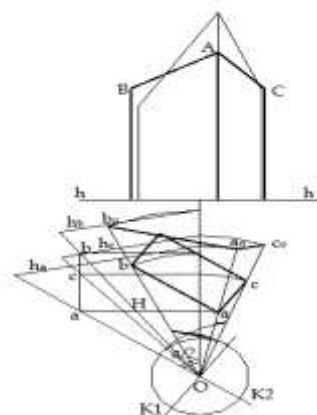


Рис.6 При $\alpha/2$ около 60 градусов.

На втором рисунке (рис.6) тонкими линиями показано традиционное перспективное изображение на плоскость.

Таким образом, благодаря трудам Юрия Ильича Короева, был получен метод построения широкоугольной перспективы. Который помогает ещё на этапе проектирования оценить точную форму, объём объекта и его пространственное расположение. Метод построения широкоугольной перспективы не только помог повысить точность построений перспективных изображений, уменьшив искажения по краям изображения, но и позволил увеличить угол зрения более чем в два раза.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Короев Ю.И.* Построение широкоугольных архитектурных перспектив. М.: УМО-3798, 1970.
2. *Климухин А.Г.* Начертательная геометрия. М.: Архитектура-С, 2010.

МНОГОГРАННИКИ В ОСНОВЕ КРЕАТИВНОГО ЗАМЫСЛА АРХИТЕКТОРА

Многогранники представляют собой простейшие тела в пространстве, подобно тому, как многоугольники – простейшие фигуры на плоскости. Благодаря своему разнообразию и простоте многогранники постоянно демонстрируют новые свойства, которые находят оригинальные приложения в архитектуре и дизайне.

Архитекторов с древних времен поражала красота правильных многогранников. Евклид завершил свои «Начала» рассуждением о многогранниках, а известные геометры считали правильные многогранники эталонами красоты.

Рассмотрим различные группы и семейства многогранников. Платоновы тела - это выпуклые многогранники, грани которых - правильные многоугольники; в каждой вершине таких тел сходится одинаковое число ребер [1]. Многогранники, двойственные правильным многогранникам, дают набор тоже правильных многогранников, но другого размера. Двойственные многогранники обладают одинаковой симметрией, и поэтому имеем всего три группы симметрии: тетраэдра, куба, додекаэдра. Также Кеплер открыл звездчатые тела (малый и большой звездчатые додекаэдры) - первые два правильных невыпуклых многогранников. Затем было доказано, что существует всего четыре правильных звездчатых многогранника (Кеплера-Пуансо).

Можно рассматривать неправильные многогранники, например, пирамиды. Единственной правильной пирамидой является тетраэдр. Если же вершина пирамиды смещена в пространстве, то она называется неправильной. Если соединить две пирамиды своими основаниями, то образуется бипирамида, которая также является неправильным многогранником.

Архимедовы тела – это 15 полуправильных выпуклых многогранников, гранями которых являются разные правильные многоугольники, а в каждой вершине сходится одинаковое число ребер. Двойственными им являются 13 каталановых тел.

Многогранники Джонсона – это выпуклые неоднородные многогранники, гранями которых служат правильные многоугольники, не являющиеся однородными многоугольниками. Их общее количество равно 92. Они делятся на простые и составные, получаемые за счет

объединения других выпуклых многогранников. Помимо указанных имеется много других интересных групп многогранников: дельтаэдры, поликубы, зоноэдры, трапецоэдры и т. д.

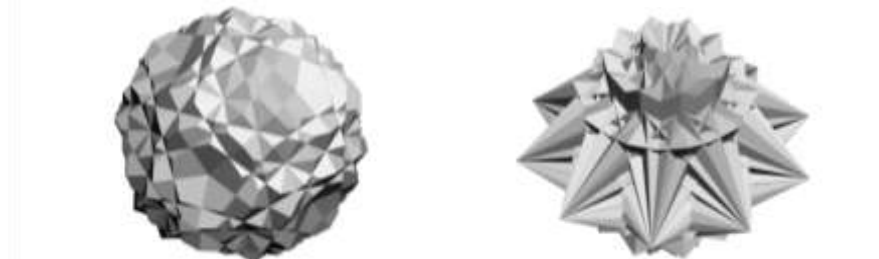


Рис.1. Звездчатые многогранники, полученные на основе тел Джонсона.

Новые возможности для изучения и использования многогранников открылись с появлением компьютерной графики. Использование современных пакетов программ позволяет получать многообразные многогранные формы (рис. 1) для использования в архитектуре и дизайне [2-4].

Многогранные формы с давних времен лежат в основе различных сооружений (например, египетские пирамиды). В настоящее время многие уникальные архитектурные сооружения имеют различные многогранные формы: дома-кубы Пита Блома в Роттердаме, Пирамида свободы в Иерусалиме, «Walden 7» и др.

Массовое строительство напрямую связано с идеей о создании модульных жилых домов. Первыми многогранниками, которые архитекторы задумали использовать в качестве модулей, были кубы и их сочетания.

Приведем несколько примеров таких сооружений. «Дома-кубы» Пита Блома (рис. 2,а) – кубы, установленные на вершину и поддерживаемые шестиугольной призмой. Стены и окна по отношению к полу наклонены под углом в $54,7^\circ$.

Также интересен проект, созданный Даниэлем Либескиндом, который будет реализован в ближайшее время в Иерусалиме (рис. 2,б). Автор отмечает, что в создании пирамиды дал современное звучание древней форме. В своей работе он использует остроугольные решения.

Архитекторы Бофили выполнили проект жилых домов – «Walden 7» (рис.2,в). В основе сложного многоквартирного дома лежит куб. Основная идея архитекторов - смещение одних кубов относительно других для создания общего пространства между квартирами.



а



б



в

Рис. 2. а) «Дома-кубы» Пита Блома,
б) Пирамида свободы в Иерусалиме,
в) «Walden 7»

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Клауди Альсина* Мир математики: в 40 т. Т. 23. Тысяча граней геометрической красоты. Многогранники. / Пер. с исп. – М.: Де Агостини. 2014 -144 с.
2. *Иващенко А.В., Кондратьева Т.М.* О методе формообразования в архитектуре и дизайне, основанном на многоядерных проективнографических системах //Иновации и инвестиции. 2017, № 8, с. 132-136.
3. *Иващенко А.В., Кондратьева Т.М.* Художественное проектирование текстильного рисунка на основе проективнографических чертежей тел Джонсона // Технология текстильной промышленности. 2017, № 3, с. 189-192.
4. *Иващенко А.В., Кондратьева Т.М.* Использование проективных конфигураций на проективнографических чертежах для совершенствования метода формообразования многогранных структур // Иновации и инвестиции. 2018, № 7, с. 165-170.

ПРИМЕНЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ МЕСТ ТОЧЕК ПРИ РЕШЕНИИ НЕСТАНДАРТНЫХ ЗАДАЧ

Геометрическим местом (ГМТ) называется совокупность таких точек, положение которых удовлетворяет некоторым геометрическим условиям [2]. К этим условиям относятся: вид геометрического объекта (поверхности); расположение (равноудаленность) точек этой поверхности от заданных точек, прямых, плоскостей; касание или принадлежность некоторых точек этому геометрическому объекту. Достаточно часто в различных задачах начертательной геометрии встречаются условия, решение которых сводится именно к построению таких геометрических мест точек. Необходимо отметить, что нестандартные задачи начертательной геометрии невозможно решить применением простых и общеизвестных приемов и алгоритмов, они решаются путем создания мысленного пространственного образа той совокупности геометрических объектов и их взаимных положений, которые составляют условие задачи. Задача решается в уме, в пространстве, и лишь после этого отображается на плоскости чертежа в виде проекций соответствующих прямых, плоскостей или поверхностей. Часто геометрические места точек, равноудаленных от некоторых совокупностей точек или прямых, представляют собой известные геометрические поверхности.

Таким образом, решение такого рода нестандартных задач сводится, прежде всего, к правильному выбору поверхности, являющейся геометрическим местом точек или прямых, равноудаленных от заданных геометрических объектов, и лишь после этого, к построению пересечений прямых, плоскостей и поверхностей с найденной поверхностью. Следует отметить, что такой путь решения нестандартных, трудных задач отличается краткостью и простотой, хотя возможны и другие способы (иногда удается решить задачу и без применения геометрических мест, но такое решение обычно громоздкое и нерациональное).

Различные варианты геометрических мест точек подробно описаны в литературе [1, 2], поэтому останавливаться на подробном изложении этой тематики не будем. В качестве примера можно показать, что часть замечательных точек треугольника также можно описать подобным определением:

1. Центр вписанной окружности – точка, равноудаленная от сторон треугольника, т.е. точка пересечения биссектрис (т.к. они равноудалены от сторон).

2. Центр описанной окружности – точка, равноудаленная от вершин треугольника, т.е. точка пересечения его срединных перпендикуляров (т.к. каждый из них является геометрическим местом равноудаленных от соответствующих вершин точек).

Кроме того, можно дать определения некоторым геометрическим объектам, используя понятие «геометрические места». ГМТ, сумма расстояний которых до двух особых точек постоянна, является эллипсом. ГМТ, разность расстояний которых до двух особых точек постоянна, является гиперболой. ГМТ, находящихся на одинаковых расстояниях от заданной точки и некоторой прямой, – парабола. Геометрическое место прямых, расположенных под определенным углом к данной прямой и находящихся от нее на заданном расстоянии, – это однополостный гиперболоид вращения. Сфера – это ГМТ точек, равноудаленных от заданной точки. ГМТ, равноудаленных от некоторой плоскости и ортогонально расположенной к ней прямой, – это конус вращения, осью вращения которого является заданная прямая, а угол наклона образующей составляет 45 градусов.

Решение задач с применением различных случаев геометрических мест точек и прямых позволяет моделировать геометрические поверхности с заранее заданными геометрическими свойствами, с различными сочетаниями и комбинациями накладываемых на них условий. Такие умения являются хорошей базой в дальнейшей учебе будущего конструктора или проектировщика.

Рассмотрим применение ГМТ на практике. Для примера была выбрана задача Всероссийской студенческой олимпиады по начертательной геометрии 2018 года (рис.1).

Условие: на прямой K найти точки, равноудаленные от прямой M и плоскости Π_1 (Условие изображено черным цветом, а решение задачи – синим).

Решение: найдем геометрическое место точек, одинаково удаленных от данной прямой и плоскости. Это конус, образующие которого расположены как биссектрисы угла между прямой и плоскостью. Т.к. ось вращения конуса расположена ортогонально горизонтальной плоскости проекций, то образующие этого конуса составят угол 45° с прямой и с плоскостью, а его вершина будет находиться в точке пересечения прямой с горизонтальной плоскостью проекций (т. S). Таким образом, задача сводится к построению точек пересечения прямой K и конуса. Дальнейшее решение тривиально и подробно

описано в учебниках по начертательной геометрии, например [3]. В зависимости от взаиморасположения конуса и кривой количество решений может меняться.

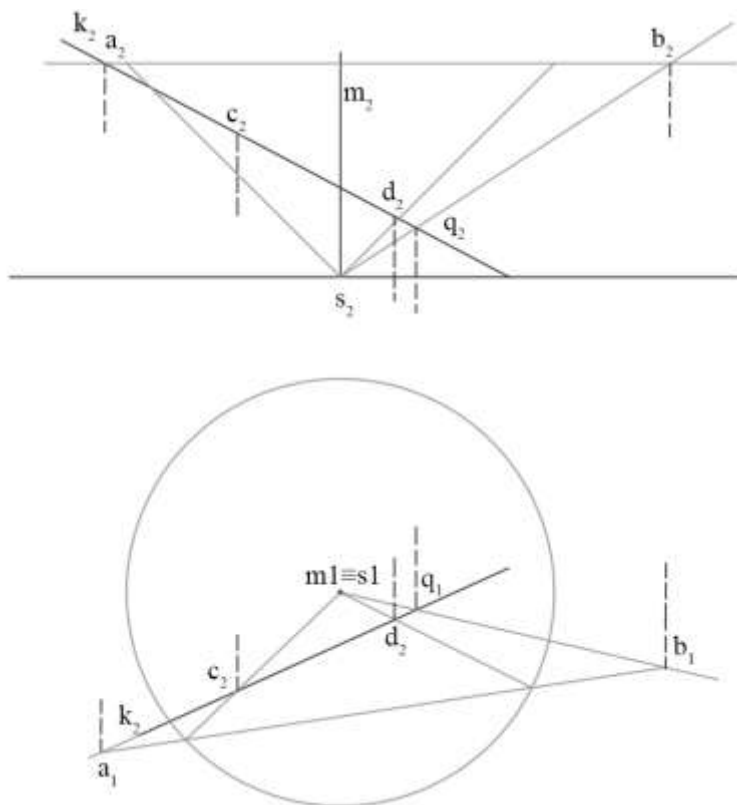


Рис. 1. Задача студенческой олимпиады и её решение

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Гордон В.О., Семенцов-Огиевский М.А.* Курс начертательной геометрии. М.: Государственное изд-во технико-теоретической литературы, 1956. 404 с.
2. *Сибирцев С.Ф.* О геометрических местах точек // Известия ТПУ. 1966.
3. *Пеклич В.А.* Начертательная геометрия // Учебное издание. М: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. 272 с.

ГЕОМЕТРИЯ В ИНТЕРЬЕРЕ

Геометрия тесно связана с нашей жизнью. Она не заканчивается после окончания школы. Куда не смотри, все сотворено по законам геометрии, она во всем. В своем докладе я хочу рассмотреть геометрию в интерьере.

Геометрия способна преобразить любое пространство. При помощи нее можно визуально увеличить высоту потолков, расширить стены комнаты, разграничить пространство. Еще в древности было замечено, что геометрические фигуры действуют на эмоциональную составляющую человека. Квадрат и прямоугольник ассоциируется с собранностью и организованностью, круг – с доброжелательностью, а треугольник говорит о лидерстве и целеустремленности. Рассмотрим каждую фигуру по отдельности.

Круг. Как говорилось, круг является самой «доброжелательной» геометрической фигурой. Он способен смягчить интерьер, содержащий в себе множество квадратной и угловатой мебели. Круг вписывается в любое пространство. Например, у круглого стола больше преимуществ: он способен вместить больше людей, чем квадратный. Каркасная мебель с закругленными углами более безопасна для детей. Круглыми бывают кровати, диваны, пуфы. Все они создают уют и игривое настроение. Маленький круглый диван смягчает интерьер детской комнаты, в котором много полосок и прямоугольников. Круги на стене дополняют и завершают интерьер (рис. 1). Но важно не переборщить с этой фигурой, если круга слишком



Рис. 1. Круг в интерьере



Рис. 2. Квадрат в интерьере

много – это не красиво и не хорошо.

Квадрат. Квадрат – правильная, самая комфортная для восприятия фигура. Он не меняет пространство, но зато делает интерьер более уравновешенным и спокойным. Квадратные рамки, ковер подарят ощущение покоя и помогут завершить интерьер. Чтобы визуально опустить

потолок, его нужно разделить на квадраты. Чтобы вытянуть визуальную стену, необходимо расположить квадратную мебель в одну линию. Шторы на кухне в квадратную клетку повышают аппетит, особенно если скатерть имеет тот же рисунок. В такой кухне обеспечены долгие и уютные посиделки с чаем. Квадратная форма ниши делает комнату необычной и уютной и придает идеальность (рис. 2)

Прямоугольник.

Это самая простая фигура в интерьере, но и самая распространенная. Она хорошо сочетается с кругом и квадратом. Только важно ограничиться лишь несколькими спокойными цветами, поскольку излишняя пестрота быстро утомляет. Прямоугольные линии хорошо подходят для маленьких комнат. Если в комнате низкий потолок, то необходимо сделать акцент на полу: застелить прямоугольный ковер или сделать прямоугольный узор плиткой. Крупный прямоугольник успокаивает, а мелкий наоборот, задает динамику, подталкивает к движению.



Рис. 3. Преобладание в интерьере прямоугольников

Восьмиугольник.

Восьмиугольник характерен для интерьера в восточном стиле. Эта фигура достаточно сложная для восприятия. Если интерьер продумать неправильно, восьмиугольник (так же как и треугольник, шестиугольник и полумесяц) способен создавать дисбаланс. Но тем не менее ее достаточно часто используют. Все пространство строится вокруг восьмиугольного стола или аквариума.



Рис. 4. Восьмиугольный стол в интерьере

Вокруг все обустраивают мебелью такой же формы. Люстры и вазы используют в форме кристаллов. Восьмиугольник часто используется на интерьере кухни, особенно как орнамент фартука и столешницы.

Полоса. Полоса – простой рисунок, помогающий скорректировать недостатки комнаты. Она прекрасно справляется с расширением или уменьшением пространства комнаты. Так если необходимо сгладить неровности стены или визуальную сделать потолки более высокими, необходимо использовать вертикальные полосы. Если нужно визуальную удлинить комнату и опустить потолок, то наоборот,

используют горизонтальные полосы. Также они задают направление движения.

Зигзаги. Зигзаги – это ломаные полосы. Они способны скорректировать недостатки, и даже намного лучше справляются с этой задачей, чем полосы. Высоту потолков они увеличивают на 35 см, тогда как полосы только на 15 см. Так же обстоят дела и с длиной стен. Поэтому использовать зигзаги нужно аккуратно, достаточно нескольких полос на стене или ковре. Причем лучше использовать многоцветные и размытые зигзаги, так как четкие линии дают эффект агрессивности.



Рис. 5. Полосы в интерьере



Рис. 6. Зигзаги

Таким образом, геометрия играет важную роль в интерьере, поэтому нельзя не использовать ее возможности при обустройстве и ремонте комнаты. Она способна зрительно изменить параметры комнаты, подчеркнуть достоинства и скрыть недостатки. Геометрия окружает нас во всем, главное правильно ее применить. Ведь недаром архитектор и дизайнер Ле-Корбюзье сказал: «Я думаю, что никогда до настоящего времени мы не жили в такой геометрический период. Всё вокруг - геометрия».

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Симонов М.Д., Жилкина Т.А.* Влияние геометрических форм в архитектуре на человека // В сборнике: Дни студенческой науки – М.: МГСУ. 2017. С. 276-278.
2. *Жилкина Т.А.* Научные основы развития наглядно-образного мышления. //В сборнике: Строительство-2005. – М. 2005. С7168-172.
3. *Дернакова Е.Г., Жилкина Т.А.* Геометрия как способ познания мира // В сборнике: Дни студенческой науки. – М.: МГСУ. 2014. С. 129-131.
4. [электронный ресурс] <https://www.cosmorelax.ru/cosmo-blog/geometriya-v-interere-10-idey/>
5. [электронный ресурс] <https://roomble.com/ideas/soveti-i-idei/dizajn-i-dekor/kak-geometriya-pomozhet-oformit-kvartiru-mnenie-eksperta/>
<https://novate.ru/blogs/031016/38259/>

ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ПОВЕРХНОСТЕЙ ВРАЩЕНИЯ В СОВРЕМЕННОЙ АРХИТЕКТУРЕ

Развитие научно технического прогресса и появление новых строительных материалов дают возможность архитекторам все чаще применять в своих проектах поверхности вращения. Архитекторы пытаются отходить от канонов четырех стен, стараясь придавать своим сооружениям самые необычные, эстетичные, но в то же время - практичные формы.

Чаще всего они прибегают к использованию гиперболических оболочек. Обладающих простотой возведения и легкостью конструкции, позволяющих широко использовать их в строительстве. Уже в 1896 году В.Г. Шухов при проектировании водонапорной башни для всероссийской и промышленной выставки в Нижнем Новгороде применил гиперболоидные конструкции. Башня на данный момент находится в селе Полибино. Внутри башни, имеющей высоту 37 метров, располагается винтовая лестница, ведущая на смотровую площадку.



а



б



в

Рис. 1. Гиперболоидные конструкции

а) Шуховская башня, Москва

б) Башня порта Кобе, Япония

в) Саграда Фамилия, Барселона

В 1922 году по проекту Шухова В.Г. в Москве на Шаболовке построена радиобашня высотой 160 метров при массе всего 140 тонн. Продолжая экспериментировать с гиперboloидными конструкциями, он проложил путь к использованию однополостных гиперboloидов в проектировании высотных сооружений. По аналогии, в 1963 году в Японии была построена башня порта Кобе, достигшая 108 метров в высоту. В 1995 году, во время одного из самых разрушительных землетрясений в Японии башня устояла, доказав этим устойчивость и практичность гиперboloидной конструкции.

Форму гиперboloида используют не только как основу сооружения, но и в качестве отдельных деталей. Примером может служить фасад Саграда Фамилия в Барселоне (арх. Гауди), где автор использовал множество поверхностей вращения (гиперболический парабоид,



а



б

Рис. 2. Сферические постройки
а) Spaceship Earth
б) Эриксон Глоб

геликоид, эллипсоид, коноид и т.д.). Не менее распространенной формой в архитектуре является сферическая.

Доказательством может служить сооружения:

Spaceship Earth (грандиозный сферический аттракцион в парке Уолта Диснея). Где 18-уровневая сфера диаметром 50 м, поддерживаемая четырьмя опорами;

Эриксон Глоб – сферическая арена, построенная в 1988 году для проведения концертов и спортивных мероприятий в Стокгольме. Достигает 110 метров в диаметре и имеет высоту 85 метров. Эта постройка является крупнейшим сферическим сооружением в мире.

Не меньшим авторитетом в архитектуре пользуется эллипсоид вращения.

Примером может служить Национальный центр исполнительных искусств в Пекине, представляющий собой эллипсоидный купол из стекла и титана площадью 200 000 м².

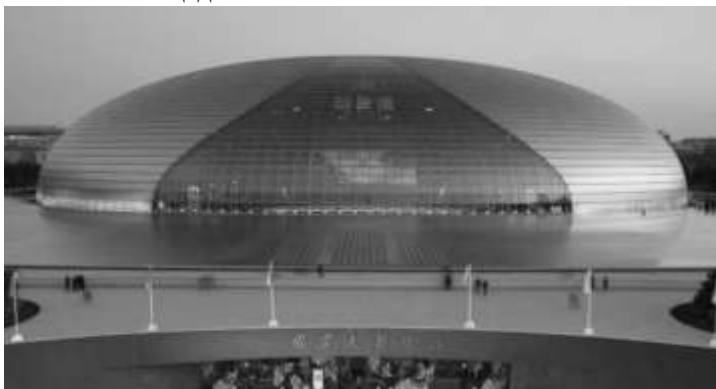


Рис. 3. Национальный центр исполнительных искусств, Пекин

Архитекторы не останавливаются на достигнутом и не ограничиваются простыми геометрическими формами, продолжая экспериментировать, находят новые функциональные и композиционные решения. И все чаще появляются здания, обретающие форму эллипса или гиперboloида, заменяя давно привычные для нас постройки. С развитием технологий, появлением новых материалов, перед архитекторами открываются новые возможности, грамотное умение пользоваться которыми, позволяет создавать практичные, эстетичные здания, независимо от их назначения, будь то жилые дома, музеи или даже, казалось бы, самая обычная радиомачта.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Васильев Н.Ю., Овсянникова Е.Б., Евстратова М.В., Панин О.А.* Архитектура авангарда. Москва. Вторая половина 1920-х - первая половина 1930-х годов. 2011.
2. *Королев Ю.И.*, Начертательная геометрия. 1999
3. *Грефе Р., Ганпов М., Перчи О.* Шухов В. Г. (1853-1939). Искусство конструкции. 1995.

ГЕОМЕТРИЯ МЕЖДУНАРОДНОГО ДЕЛОВОГО ЦЕНТРА "МОСКВА-СИТИ"

Архитектура, как вид изобразительного искусства связана с геометрическими фигурами. Она переплетена с повседневной жизнью, именно благодаря ей сформировался городской быт и его эстетика. Художники и архитекторы зачастую, создавая что-либо, воодушевляясь природными формами или геометрическими формами. Произведения архитектуры являются неотъемлемой частью города. И при всем многообразии построек они зачастую имеют простые геометрические фигуры, такие как: параллелепипед, пирамида, призма, конус, шар и др. В совокупности, образуя сложные и красивые сооружения.

Как большинство сооружений, небоскребы бизнес-центра Москва Сити также тесно связаны с переплетением множества простых геометрических поверхностей. Несколько небоскребов из данного комплекса помогут в этом убедиться.

Одним из самых запоминающихся зданий в этом комплексе сооружений является башня “Эволюция” (Рис. 1.а.). Главный архитектор данного сооружения (Бурков Александр Александрович) проектировал его как спираль ДНК, что означало эволюцию и вечность. Горизонтальным сечением любого из этажей башни является квадрат. Благодаря тому, что каждый верхний этаж повернут относительно предыдущего на три градуса, башня совершает пол оборота на 51 этаже. Впервые в России была применена новая система панорамного остекления, благодаря которой был достигнут визуальный эффект целостного сооружения.

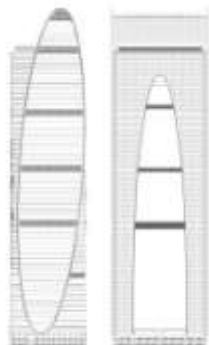
Также характерным примером тесной связи архитектуры и геометрических фигур является сооружение “Империя” (рис.1.б.) Башня создана в стиле high tech, если посмотреть на фасад башни с одной стороны, то мы увидим наклонный эллипс на фоне прямоугольника, другой фасад представляет собой прямоугольник и вписанный в него полуэллипс. (рис.1.с.)



Рис.1.а. Башня Эволюция



Рис.1. б.с. Башня Империя



Комплекс «Город Столиц» (рис. 2.а) состоит из двух башен, которые были названы в честь двух популярнейших городов России Москвы и Санкт-Петербурга. Башня "Москва" высотой 73 этажа, а башня "Санкт-Петербург" высотой 62 этажа. "Город Столиц"- это комплекс с ярким и футуристическим решением – башни словно случайно сложенные параллелепипеды, нависают друг над другом, образуя консоли. Что еще раз доказывает связь архитектуры с геометрией.

“Башня око” (рис.2.б.) представляет собой две башни в одной из которой 85 этажей, в другой же 49, у подножья данных небоскребов, объединяя их, находится сооружение в форме кристалла (состоит из множества треугольников). В основу концепции данного сооружения изначально была положена простота геометрических форм. Это видно по деталям на фасадах обеих башен, обе башни словно созданы из больших равных треугольников.

Таким образом, в комплексе Москва Сити, как и во многих других архитектурных сооружениях, в основу концепции проектов ложатся простые геометрические формы, сочетание которых дает весьма неожиданные оригинальные результаты.



Рис. 2а Город столиц



Рис.2в. Башня око

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Геометрические формы в архитектуре [электронный ресурс] <https://sibac.info/studconf/science/xxxiv/88784> [дата обращения 07.02.2019]
2. Москва-Сити [электронный ресурс] <https://ru.wikipedia.org/wiki/Москва-Сити> [дата обращения 07.02.2019]

О ПОИСКАХ АЛЬТЕРНАТИВЫ ЛИНЕЙНОЙ ПЕРСПЕКТИВЕ В РУССКОЙ ЖИВОПИСИ НАЧАЛА XX ВЕКА

Линейная перспектива, как один из основных способов изображения объектов, имеющих значительные размеры, основана на методе центрального прямолинейного проецирования объекта, монокулярности и неподвижности точки зрения. Однако, замечено, что построенное по законам линейной перспективы изображение не совсем соответствует тому, что видит человеческий глаз [1, 2]. Для правдоподобной передачи реальности необходимо найти такие способы ее отражения, которые приведут к совпадению воспринимаемого глазом человека пространства с виртуальным, возникающим при взгляде на изображение в сознании человека. Первые попытки достоверной передачи реальности можно найти еще на фресках Помпеи. Нарушение закономерностей теории линейной перспективы можно увидеть и на полотнах художников эпохи Возрождения. С появлением фотографии, позволившей наиболее точно отобразить реальные объекты, и под влиянием возникшей теории четвертого измерения, среди художников наметился разрыв с существовавшим до сих пор классическим подходом к изображению, что повлекло за собой отказ от метода линейной перспективы.

Особенно ярко поиски альтернативы перспективе проявились в XX веке. Наиболее остро разрыв с классическим методом изображения, базирующимся на теории линейной перспективы, проявился в среде кубистов. Их кредо состояло в том, чтобы «изобразить объект таким, какой он есть в действительности, не в том виде, в котором его воспринимает наш глаз» [3]. Кубисты разбивают изображение на мелкие грани, плоскости которых сходятся под разными углами, добываясь таким образом стереометрических эффектов, смещения передних и боковых граней, объемов и форм, создавая калейдоскоп (А.В. Лентулов). Для достижения живописного замысла используются различные знаковые изображения (графические слова, ноты и т.д.), а также коллаж.

В русской живописи на рубеже XX столетия происходит процесс переосмысления объема, пространства и плоскости. Идеи кубизма, воспринятые российскими художниками, позволяли отказаться от линейной перспективы и привели к появлению изображений с разных точек зрения на один объект изображения одновременно. Стремление

художников изобразить окружающий мир именно так, как они его видят, выражается в их полотнах значительными искажениями правил линейной перспективы. Одной из особенностей в изображениях художников является множественность точек зрения.

Также на полотнах русских художников можно увидеть сознательное изображение предметов, расположенных на переднем плане по законам аксонометрии, а на дальнем – по правилам линейной перспективы (В. Беднов «Беление полотен»). Этот метод изображения получил название перцептивного. Такое изображение соответствует тому зрительному образу, который возникает при отражении предметов на сетчатке глаза человека. По законам физиологии оно претерпевает значительные искажения формы предметов в зависимости от того, на каком расстоянии они находятся.

Художники русского модерна (Сомов, Борисов-Мусатов, Серов и другие) стремятся к смягчению трехмерности изображаемых объектов, преодолению иллюзорного пространства. Пространство у мастеров модерна приобретает метафорическое истолкование, все больше нейтрализуется плоскостью. Отказываясь от изображения реального пространства, прибегая к изображению на поверхности воды, в которой небо отражено как в зеркале, превращая объем в пятно, они заменяют реальное пространство



Рис. 1. Д.
Бурлюк «Японка,
сеющая рис»

иносказательным. Мотивы отражения позволяют вызвать мысленную ассоциацию пространственности, зрительно делая акцент на плоскости водоема (Мусатов «Водоем»; Кузнецов «Весна»; Ульянов «Элизиум», «Парижская витрина»). Для их работ характерна однородность, одномерность фигур, предметов, равноценность цветовых пятен. Принцип так называемого открытого в мир окна преодолевается художниками путем использования множества точек зрения, мотива движения в плоскости изображения, параллельной картинной.

Для усиления эффекта плоскости используется техника, для которой характерно тяготение к графичности. Например, Мусатов пишет акварель кистью, но очерчивает контур изображения пером. Таким образом, выделяя контур предмета, силуэт фигуры, он отказывается от их трехмерности, пренебрегая реальным расстоянием каждого изображения от глаза зрителя.

Кубизм оказал значительное влияние также на творчество футуристов в России. Однако футуристы не приняли

основополагающий принцип кубизма, заключающийся в анализе формы. Они стремятся непосредственно отобразить окружающий мир, используя принцип одновременного представления различных моментов движения. Ими провозглашается идея открытого произведения искусства, заключающаяся в пространстве, охватывающем зрителя со всех сторон (Д. Бурлюк (рис.1), О. Розанов).

«Купание красного коня» Петрова-Водкина (рис.2) - произведение, построенное в деталях так, чтобы добиться гармонии плоскости, объема и пространства, движения и неподвижности. В нарушение линейной перспективы фигура коня сознательно взята художником с совершенно иной точки зрения, чем пейзаж, что вырывает его из конкретного пространства. Закругленная линия берега и кони в глубине картины своим направлением движения намечают овал, указывая на использование сферической перспективы. На этом участке пространство ограничено. Но, нарушая его конечность и переводя пространственное измерение в абстрактный план, намечено движение красного коня вдоль картинной плоскости в пространственной зоне, практически не имеющей глубины. При этом художнику удастся решить труднейшую задачу сохранения органической целостности образа и всех составных частей картины. Использование элементов сферической перспективы мы видим также в изображении горизонта закругляющейся земли в работах Петрова-Водкина «Мальчики», «Полдень. Лето», «Смерть комиссара».



Рис. 2. К. Петров-Водкин «Купание красного коня»

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

4. *Раушенбах Б.В.* Системы перспективы в изобразительном искусстве. Общая теория перспективы. Изд. «Наука», Москва, 1986.
5. *Кондратьева Т.М., Крылова О.В., Царева М.В., Борисова В.А.* Инженерная и компьютерная графика. Перспектива. Геометрические основы. Изд. МГСУ, Москва, 2018.
6. *Щербань Д.С., Кондратьева Т.М.* Четвертое измерение как альтернатива методу перспективы в живописи 20 века. НТК «Дни студенческой науки». Изд. МГСУ, Москва, 2018. с. 269-272.

ОДНОПОЛОСТНОЙ ГИПЕРБОЛОИД ВРАЩЕНИЯ

Для того, чтобы получить данную поверхность, можно использовать способ вращения прямой. Ось вращения, отрезок, и прямая (образующая) – скрещиваются. Однополостной гиперboloид имеет вид бесконечной трубки, бесконечно расширяющийся в обе стороны от горлового эллипса.

Того же результата можно добиться, если вращать вокруг оси гиперболу.(Рис.1).

Зададим в пространстве некоторую прямую l , и станем её вращать, ось вращения обозначим - i . Точки, которые лежат на прямой, перемещаясь, опишут окружности, при этом «горлом» обычно обозначают самую маленькую из них.

Контур поверхности, или её очерк, будет иметь форму гиперболы.Посмотрев на изображение двуполостного гиперboloида, легко увидеть, что полостей две, а у однополостного внутреннее пространство является единым.

В современном мире использование необычных, смелых форм приобретает немислимые масштабы. Помимо эстетических аспектовважным показателем является и безопасность, устойчивость конструкции. Говоря о формах, стоит отметить, что именно фигуры вращения достаточно широко применимы в строительстве сооружений.

Расчет прочности сооружений начинают со сбора нагрузок, а если сооружение имеет большую высоту, то и ветровая нагрузка возрастает.Но если конструкция имеет решетчатую форму, то нагрузка на отдельные элементы будет распределена рационально, и в итоге усилия, возникающие в каждом из них, будут относительно невелики, что приводит к повышению прочности конструкций, имеющих форму гиперboloида. Такие конструкции часто используют как опоры ЛЭП, а в прошлом подобную форму имели мачты дредноутов.

До инженера Шухова, который впервые использовал гиперboloид, в строительной практике использовались металлические конструкции, имевшие традиционную форму: стальные балки, колонны, либо металлические фермы. При возведении своей всемирно известной башни (Рис.2,г) Шухов счел возможным отказаться от лесов,

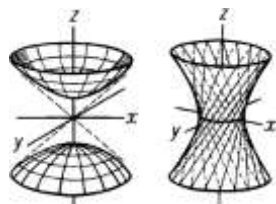


Рис. 1 Примеры гиперboloидов

использовавновый метод, названный автором «телескопическим»; последовательно поднимая отдельные секции сооружения, концы стальных профилей крепились к основаниям, которые, в свою очередь, имели форму кольца. Башня имела высоту более 25 м, при этом удалось добиться экономии стали, которой понадобилось в три раза меньше на 1 м высоты, чем у Эйфелевой башни. Профиль башни символизировал расцвет инженерной мысли в России.



а



б



в



г

Рис.2 Гиперboloидные конструкции:

- а) Сиднейская телебашня,
- б) Гиперboloидная башня в порту Кобе,
- в) Гиперboloидная башня Йештед
- г) Шуховская башня

Можно сказать, что, что придумал Шухов в дореволюционной России, положило начало структурализму и хайтеку: на основе разработок инженера свои проекты создавали знаменитые архитекторы А. Гауди, О. Нимейер, Л. Корбюзье, Н. Фостер и Р. БакминстерФуллер. Яркими примерами конструкций гиперboloидного строения стали Сиднейская телебашня (Австралия) (Рис2,а), Гиперboloидная башня в порту Кобе (Япония) (Рис2,б), Гиперboloидная башня Йештед (Чехия) (Рис2,в) и др.

В связи с развитием дредноутного военно-морского флота в Соединенных штатах Америки начали активно использовать конструкции гиперboloидов в строительстве линкоров. Мачты имели поперечные сечения в виде эллипсов, а наклонные несущие элементымачт представляли собой полые трубы, диаметр которых по длине постепенно уменьшался (Рис. 3.).

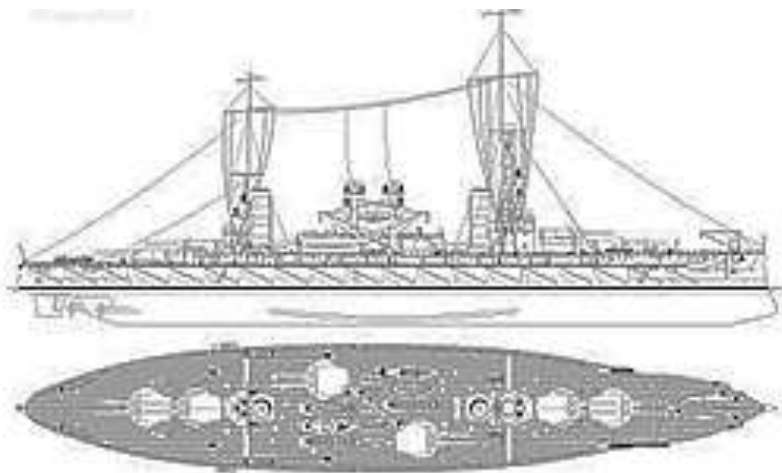


Рис.3. Линкор Могепо, 1915 г.

Таким образом, удалось добиться снижения сопротивления воздуха, по сравнению с цельнометаллическими конструкциями, а также профиль корабля становился менее заметным на горизонте, а повреждения при обстреле кораблем противника существенно снижались.

Таким образом, применение гиперболических в строительстве форм, несомненно, стало научно-техническим прорывом. Благодаря особенности однополосного гиперboloида (наличие прямолинейных образующих), изогнутую конструкцию можно соорудить только из прямых балок, что позволяет создавать прочнейшие сооружения, обладающие способностью выдерживать большие нагрузки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Канатников А.Н., Крищенко А.П. Аналитическая геометрия.- 2000. С. 343-345.
2. Шутенко Н. Ф., Маркина Ю. Ю. Владимир Григорьевич Шухов: универсальный гений (1853–1939) -2013. С. 7-9.

КОНФИГУРАЦИИ ПРЯМЫХ И ИХ ЗНАЧЕНИЕ В ГЕОМЕТРИИ

Проективная геометрия

Обращаясь к термину «конфигурация», стоит рассказать о проективной геометрии. Источником зарождения этой науки был метод проекций. Проективная геометрия включает в себя многие аспекты элементарной геометрии, хотя и имеет с ней существенные различия, главное из которых - добавление бесконечно удаленных объектов (точек, прямых, плоскостей). Из этого различия вытекают некоторые свойства проективного пространства. Так, каждая прямая дополняется только одной несобственной точкой, каждая плоскость — одной несобственной прямой и все пространство — одной несобственной плоскостью. Однако различий между собственными и несобственными (конечными и бесконечно удаленными) элементами в проективной геометрии нет. Следовательно, в проективной плоскости нет параллельных прямых и плоскостей: любые две прямые пересекаются, любая прямая и плоскость пересекаются, любые две плоскости пересекаются по прямой.

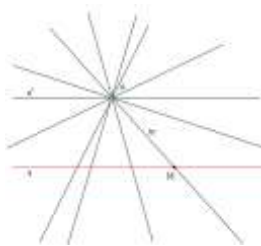


Рис. 1. Иллюстрация понятия несобственной (бесконечно удаленной) точки

Конфигурации

Конфигурация - это конечное множество точек, прямых, плоскостей, связанных между собой взаимными инцидентностями. Конфигурации могут быть как плоскими, так и пространственными. Обозначаются конфигурации таким образом: (ρ_γ, g_π) .

Конфигурация $(6_2 4_3)$ - конфигурация, называемая в проективной геометрии полным четырехсторонником, может быть изображена на плоскости построением четырех прямых так, чтобы ни одна из них не

была параллельна другой, и чтобы никакие три прямые не проходили через одну точку. Мы получаем в результате шесть точек пересечения (ABFEIG). Однако не все точки пересечения являются точками конфигурации, а дальнейшее построение точек пересечения прямых приводит к полному заполнению пространства и получению в результате фигуры, называемой в проективной геометрии сетью Мёбиуса, которая используется в определении проективных координат. Полный четырехсторонник играет важную роль в построении гармонической точки: на рисунке мы можем видеть, что лежащие на одной прямой точки ABC имеют четвертую гармоническую точку D также лежащую на этой прямой, то есть любое произвольное построение полногочетырехсторонника к данным точкам будет приводить нас к точке D. Так иллюстрируется основная теорема проективной геометрии: ко всяким трём точкам прямой можно найти только одну четвертую гармоническую.

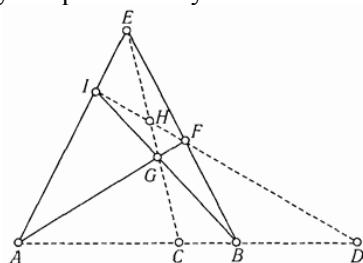


Рис. 2. Конфигурация полногочетырехсторонника

Существует огромное количество различных конфигураций прямых, однако не все они имеют основополагающее значение в проективной геометрии. Наиболее значительная конфигурация – это конфигурация Дезарга (10_3), используемая, в частности, в курсе начертательной геометрии в теории построения теней в перспективе. Эта конфигурация состоит из 10 прямых и 10 точек, причем каждая прямая проходит через 3 точки, и каждая точка инцидентна 10 прямым.

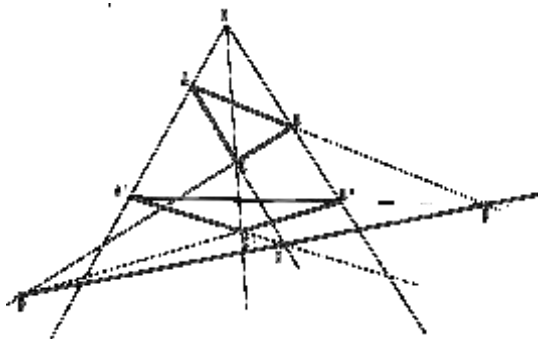


Рис. 3. Конфигурация Дезарга

Конфигурация Паппа (9_3), состоящая из 9 точек и 9 прямых, также является достаточно известной (первая из трех на рис.4).

Существуют и менее известные конфигурации типа (9_3), которые, тем не менее, используются в геометрии.

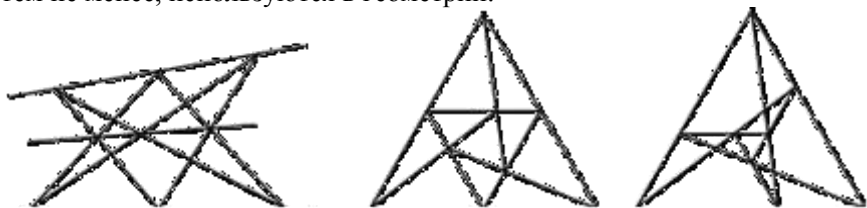


Рис. 4. Три конфигурации типа (9_3).

Так, например, последняя конфигурация на рисунке 4 представляет собой подмножество прямых проективнографического чертежа икосаэдра.

Теория конфигураций прямых имеют множество связей с другими разделами геометрии, в частности, с теорией графов. При переходе к пространствам высших размерностей конфигурации прямых имеют аналоги с конфигурациями плоскостей и гиперплоскостей. В теории конфигураций (не обязательно плоских), а также в областях математики, лежащих в пограничных с ней областях, имеется множество до сих пор не решенных проблем, в том числе проблема доказательства изоморфности/неизоморфности двух конфигураций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Математическая энциклопедия в 5 томах. Под редакцией Виноградова, М., 1977.
2. Берже М. Геометрия. В 2-х томах. 1984г., М., Мир, перевод с французского.
3. Гильберт Д., Кон-Фоссен С. Наглядная геометрия, М., 1936.