



Министерство образования Республики Беларусь  
*Белорусский национальный технический университет*

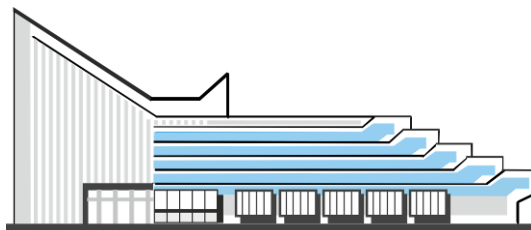


С т р о и т е л ь н ы й   ф а к у л ь т е т

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

Материалы  
77-й студенческой  
научно-технической конференции

Электронное научное издание



Минск  
БНТУ  
2021

Редакционная коллегия:

В. В. Бондарь – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Строительные конструкции»;

В. Ф. Зверев – канд. техн. наук, профессор кафедры «Строительные конструкции»;

А. А. Хотько – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»

Составители:

А. А. Хотько – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»

Рецензенты:

**А. Е. Шилов** – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»;

**Е.Ю. Давыдов** – доктор техн. наук, профессор кафедры «Строительные конструкции»

Сборник содержит материалы 77-й студенческой научно-технической конференции. В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования железобетонных конструкций.

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

## СОДЕРЖАНИЕ

<i>Андропова Е. Ю. Статический расчет блока и чаши бассейна</i>	<i>3</i>
<i>Бальцевич В.Г. Параметрическое моделирование стальной башины</i> .....	<i>7</i>
<i>Гусак А.А., Цыганкова Я.П., Пустовойтова П.С. Анализ эффективности применения сборных железобетонных плит покрытия на пролет</i> .....	<i>12</i>
<i>Гарбунович А.О. Об эволюции развития форм и стилей архитектуры подземных сооружений от Древнего Мира</i> .....	<i>16</i>
<i>Луцёнок Я.Д. Особенности конструктивного решения компрессорной каталитического крекинга нефтеперерабатывающего завода</i> .....	<i>20</i>
<i>Мацковский Н.В., Нарейко С.С. История развития учёта влияния продольного изгиба при проверке предельных состояний несущей способности сжатых элементов</i> .....	<i>22</i>
<i>Русакович А.А. Строительные конструкции мельницы Музейного комплекса старинных ремесел и технологий «Дудутки»</i> .....	<i>27</i>
<i>Процко Д.Ю., Липлянская В.В. Определение опытного и теоретического значений коэффициента влияния продольного изгиба при испытании внецентренно сжатого элемента</i> .....	<i>38</i>

*Хох А.С. Анализ методик расчета деформаций изгибаемых  
бетонных конструкций с композитной арматурой .....42*

## Статический расчет блока и чаши бассейна

Андропова Е. Ю.

*Научный руководитель - Зверев В.Ф.*

Белорусский национальный технический университет

**Краткая характеристика объекта.** Здание расположено в Минске (снеговой район 2в, расчётная температура наружного воздуха минус 21°C). Конструктивное решение блока бассейна в составе школы базируется на архитектурно-планировочном решении и представляет собой систему вертикальных монолитных элементов каркаса (колонны, диафрагмы жёсткости, наружные стены), воспринимающих вертикальную и ветровую нагрузки от монолитных плит перекрытий и металлических ферм, передающих эту нагрузку на фундаменты.

Сечения и характеристики элементов каркаса, принятые в проекте: фундаменты – сваи железобетонные забивные и забивные составные; колонны – монолитные железобетонные сечением 400x400, диафрагмы и наружные стены – монолитные железобетонные толщиной 200 мм; безбалочное перекрытие – монолитная железобетонная плита толщиной 200 мм.

Класс бетона в монолитной части несущих элементов каркаса здания принят С25/30, фундаментов С20/25, класс продольной арматуры – S500.

**Расчёт каркаса здания.** При расчёте использован программный комплекс ЛИРА-САПР 2019(R1.2) (ПК ЛИРА) для Windows 7 (разработчик – «ЛИРА САПР», Киев, Украина), которые соответствуют действующим нормам СНБ. Статический расчёт был выполнен УП «Минскпроект».

Статический расчёт здания выполнен методом конечных элементов (МКЭ). По единой методике рассчитываются стержневые, пластинчатые и комбинированные системы. Удобно моделируются разнообразные граничные условия и нагрузки.

Расчёт здания, произведён по двум группам предельных состояний и выполнен на действие постоянных и временных вертикальных нагрузок, а также ветровой нагрузки согласно требованиям ТКП EN 1990-2011; ТКП EN 1991-1-3-2009; ТКП EN 1991-1-4-2009, ТКП EN 1992-1-1-2009.

Общий вид расчётной модели здания представлен на рисунке 1.

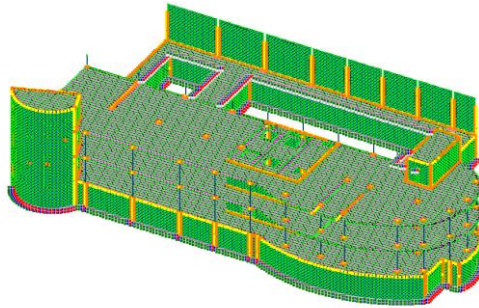


Рис.1 - Общий вид расчётной модели здания

В расчётной модели здания, колонны представлены стержневыми элементами общего вида (КЭ10), плиты перекрытия и диафрагмы изгибно-плосконапряжёнными конечными элементами (элементами плоской оболочки КЭ44). Последние являются случаем плоских конечных элементов, они имеют в узле шесть стандартных степеней свободы (3 линейные и 3 вращательные) и способны воспринимать продольные и поперечные силы и изгибающие моменты в двух ортогональных направлениях, а также крутящие моменты.

**Результаты расчёта.** В результате расчёта каркаса здания были определены:

- вертикальные перемещения по Z (прогибы плит перекрытия здания) значения которых варьируются от 0,154 до -8,19 мм, что не превышает максимально допустимого значения 30 мм для пролёта 6 метров.

- горизонтальные перемещения по X, Y максимальные значения которых составляет 2,67 мм (см. приложение 2, 3), что не превышает максимально-но допустимого значения, где  $h$  – высота здания равная расстоянию от верха фундамента покрытия.

По результатам расчёта принято следующее армирование:

Основное нижнее и верхнее армирование по всей площади плит перекрытия и монолитных стен выполнено из арматуры  $\varnothing 10$  S500 шагом 200мм. Дополнительное армирование выполняется арматурой  $\varnothing 10 \dots \varnothing 25$  шагом 200мм с учётом необходимой длины анкеровки.

Армирование колонн соответствует результатам расчёта и конструктивным требованиям ТКП EN выполнено из арматуры  $\varnothing 16$  и  $\varnothing 20$  S500.

**Расчёт чаши бассейна.** При расчёте использован программный комплекс ЛИРА-САПР 2019(R1.2) (ПК ЛИРА) для Windows 7 (разработчик – «ЛИРА САПР», Киев, Украина), которые соответствуют действующим нормам СНБ. Статический расчёт был выполнен УП «Минскпроект».

Статический расчёт чаши бассейна выполнен методом конечных элементов (МКЭ).

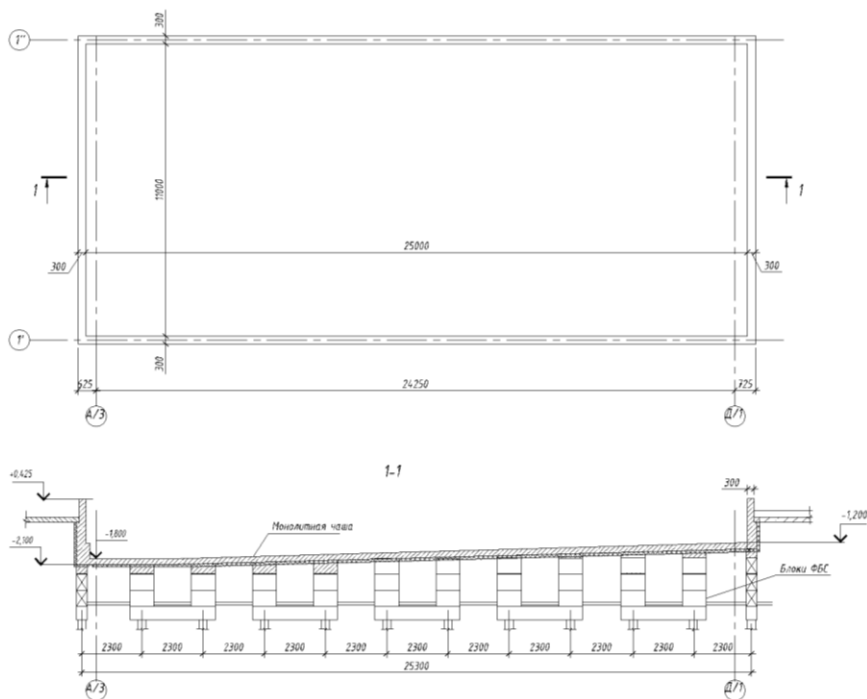


Рис. 2 - Общий вид чаши бассейна

Связи по бортикам описаны как шарнирные и ограниченные в перемещении из плоскости; по внешнему контуру дна и над опорами в узлах ограничено перемещение в трёх.

Поверхностям чаши задана жёсткость как пластинам толщиной 30 см, с коэффициентом Пуассона 0,2 (для железобетона) и модулем упругости  $3 \cdot 10^6$  т/м<sup>2</sup>. Плотность (удельный вес) материала равен 2,5 т/м<sup>3</sup>.

Нормативные значения нагрузок и коэффициенты надёжности определены согласно ТКП EN 1990-2011; ТКП EN 1992-1-1-2009.

Нагрузка от продольных стенок на днище при высоте стенки 1,2 м – 1,175 т/м.п., при высоте 1,8 м – 2,115 т/м.п.

**Результаты расчёта.** Продольное армирование вдоль оси X верхнее и нижнее принято в виде арматуры S500  $\varnothing$ 12мм, с дополнительными сетками по верхней грани поперёк опор; вдоль оси Y -  $\varnothing$  8мм, с дополнительными сетками вдоль опор по верхней и нижней грани; продольное армирование в стенках -  $\varnothing$ 8мм.

Поперечное армирование согласно результатам расчёта принимается конструктивно.

Конструктивно загибаем продольную арматуру днища на 1 м вверх по стенке для обеспечения анкеровки продольной арматуры и восприятия крутящих моментов, аналогично поступаем с продольными стержнями арматуры стенки.

#### **Список использованных источников**

1. ТКП EN 1990-2011. Основы проектирования строительных конструкций.
2. ТКП EN 1991-1-3-2009. Воздействия на конструкции. Часть 1-3, 1-4. Снеговые нагрузки. Ветровые воздействия.
3. ТКП EN 1992-1-1-2009. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
4. ТКП 45-3.02-325-2018. Общественные здания. Строительные Нормы Проектирования.



## **Параметрическое моделирование стальной башни**

Бальцевич В.Г.

*Научный руководитель – Кононович К.В.*

Белорусский национальный технический университет

**Введение.** При проектировании уникальных зданий и сооружений, несущий каркас достаточно часто изготавливают из металлических элементов. Это связано с тем, что узлы металлических конструкций могут быть разнообразными и они позволяют достаточно просто соединять элементы, подходящие к узлам под разными углами, используя соединения на сварке или на болтах. Таким образом появляется возможность создавать здания и сооружения любых форм и с любыми криволинейными плоскостями. Однако проектирование сооружения со сложной геометрией является очень сложной задачей. Поэтому поиск, создание и изучение методов, позволяющих проектировать сооружения со сложной геометрией, является достаточно востребованными. Одним из таких методов является метод параметрического моделирования.

**Построение модели.** В качестве примера использования этого метода была запроектирована башня высотой 45 м.

Структура башни представляет собой гиперболоидную форму - конструкцию двойкой кривизны, образованную движением прямого стержня по гиперболе. Вдоль этих прямых и устанавливаются стойки, образующие характерную решетку. Сооружение создано по подобию башни Шухова, предвзявшего применение в строительстве гиперболоидов. Такая конструкция является жесткой: если стойки соединить шарнирно, она все равно будет сохранять свою форму под действием внешних сил. Решётка каркаса образуется с помощью прямых вертикальных стальных труб, повернутых на  $120^\circ$ . Это обеспечивает лучшую устойчивость и большую площадь смотровой площадки вверху башни.



Рис.1 – Общий вид башни.

Основной акцент сделан на параметрическое моделирование. А именно цель была в создании модели башни с помощью написания алгоритма и дальнейшей работе в связке таких программ как: Rhino, Grasshopper, TeklaStructures и Dlubal RFEM. Суть параметрического метода состоит в том, чтобы с использованием компьютерных программ, таких как Grasshopper, построить скрипт, который по введённым в него параметрам будет автоматически моделировать поверхность. Создаваемый скрипт может быть абсолютно любой сложности, в зависимости от сложности создаваемой нами поверхности, и иметь различное количество вводимое в него параметров. Скрипт модели башни выглядит подобным образом:

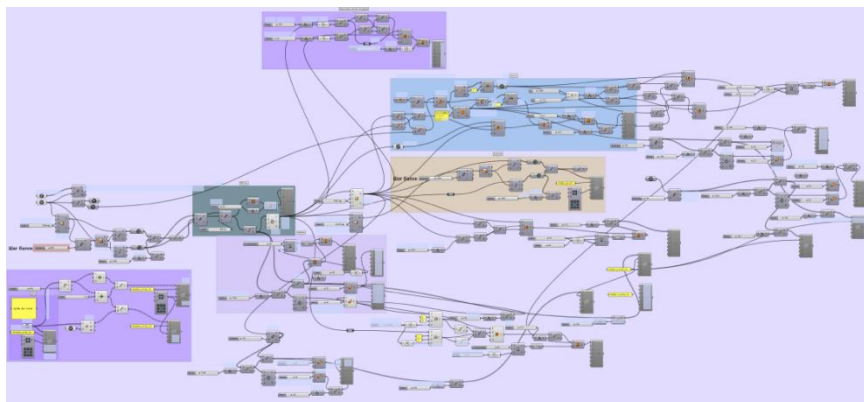


Рис. 2 – Структура скрипта.

В данный скрипт можно вводить абсолютно любые параметры и получать башню под любые диаметры и размеры (в зависимости от технических условий или архитектурных требований).

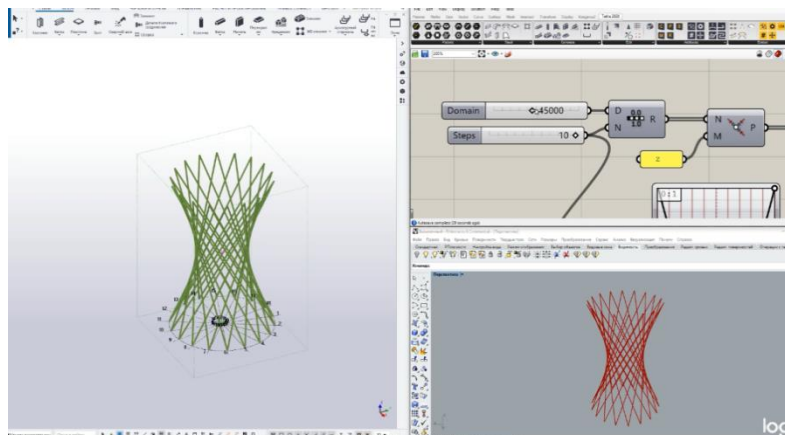


Рис. 3 – в правом верхнем углу - часть алгоритма в Grasshopper, внизу расположена визуализация скрипта в Rhino, слева – окно Tekla.

Затем подобрав нужное нам сочетание параметров модель можно автоматически импортировать в BIM комплекс TeklaStructures и

Dluba! RFEM для автоматического создания чертежей моделей и расчётных схем.

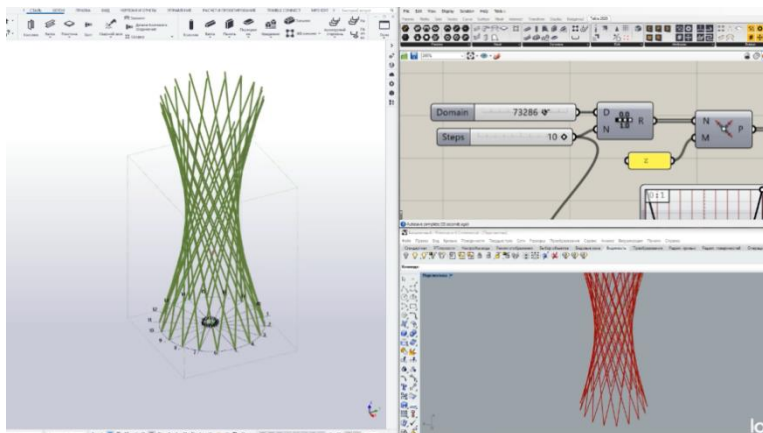


Рис. 4 – Результат изменения параметра высоты.

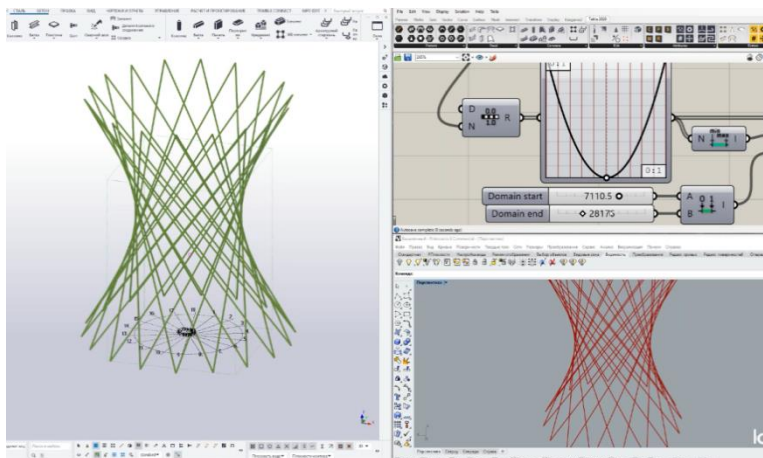


Рис. 5 – Результат изменения параметра диаметра.

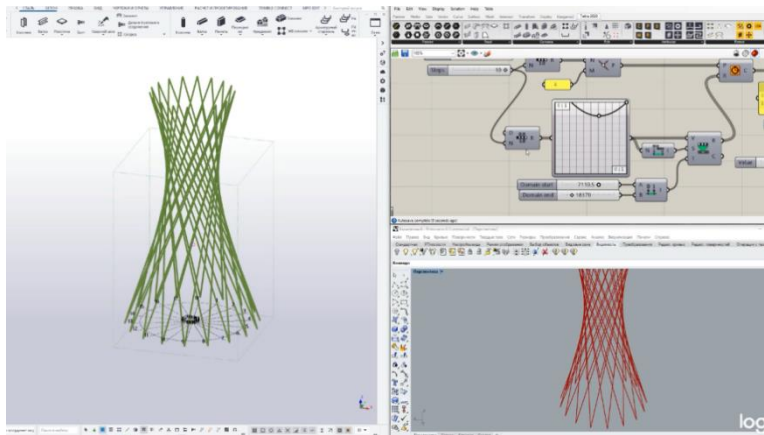


Рис. 6 – Результат изменения параметра кривизны.

**Вывод.** Главным достоинством такой связки программ является простота редактирования вводимой информации. Использование параметрического метода позволят достаточно быстро запроектировать сооружение с поверхностями любой сложности, а также в дальнейшем очень легко редактировать параметры определяющие любые размеры сооружения. В связке с работой ВМ-комплексов использование данного метода является очень эффективным.

## **Анализ эффективности применения сборных железобетонных плит покрытия на пролет**

Гусак А.А., Цыганкова Я.П., Пустовойтова П.С.

*Научный руководитель – Рак Н.А.*

Белорусский национальный технический университет

При возведении одноэтажных зданий из сборного железобетона в большинстве случаев в поперечном направлении здания устанавливаются несущие стропильные конструкции (фермы, балки, арки и т.п.), а плиты покрытия опираются на стропильные конструкции.

Однако возможны и другие решения покрытия таких зданий. Одним из них является применение сборных железобетонных плит на пролет, когда указанные плиты укладываются на опорные балки, предварительно установленные на колонны, расположенные в плоскости продольной рамы здания. В качестве таких плит на пролет могут применяться плиты КЖС, П-образные плиты, а также плиты Т и 2Т.

В настоящее время в Республике Беларусь начато опытное изготовление многопустотных плит безопалубочного формования с высотой сечения 450 мм. Целью настоящей работы явилось изучение эффективности применения таких плит, а также плит 2Т в покрытиях одноэтажных зданий гражданского назначения.

Рассмотрены три варианта конструкций плит покрытия на пролет 18 м, изготавливаемых из бетонов, удовлетворяющих требованиям [1]:

1. многопустотная плит безопалубочного формования плит с высотой сечения 450 мм шириной 1200 мм, изготовленная из бетона нормального веса класса прочности на сжатие С30/37 (поперечное сечение показано на рис.1);
2. многопустотная плит безопалубочного формования плит с высотой сечения 450 мм шириной 1200 мм, изготовленная из керамзитобетона класса прочности на сжатие LC30/33 класса по средней плотности D2.0 (поперечное сечение показано на рис.1);
3. Плита 2Т высотой 600 мм шириной 3000 мм, изготовленная из бетона нормального веса класса прочности на сжатие С30/37 (поперечное сечение показано на рис.2);

В качестве напрягаемой арматуры приняты канаты класса Y1860Sпо [2]. В качестве ненапрягаемой арматуры плиты 2Т принята арматура класса S500 по [3].

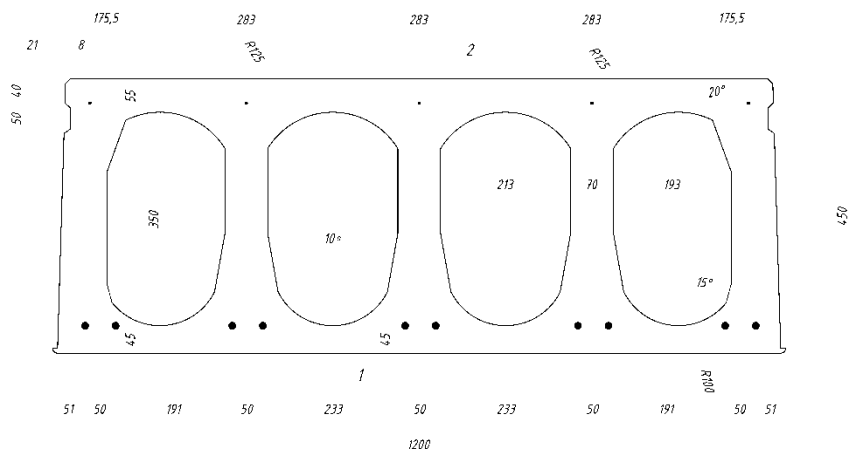


Рис.1 – Поперечное сечение многопустотной плиты высотой 450 мм, изготавливаемой по технологии безопалубочного формования

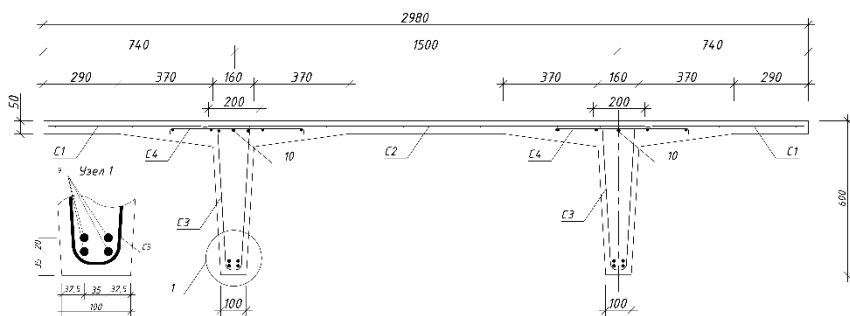


Рис.2 – Поперечное сечение плиты 2Т

В настоящее время в строительной отрасли Республики Беларусь осуществляется переход к проектированию железобетонных конструкций по новым отечественным строительным нормам (СН) и правилам (СП). Определение значений нагрузок и их комбинаций выпол-

нялось согласно строительным нормам [4-6]. Расчет сечений и конструирование железобетонных конструкций выполнялись согласно требованиям строительных правил [7].

Основные результаты расчета и конструирования представлены в таблице.

Параметр (размерность)	Вариант		
	1	2	3
Расчетное значение нагрузки (КПа)	8,95	7,52	6,44
Расчетное значение изгибающего момента (КНм)	425,4	357,4	782,7
Требуемая площадь напрягаемой арматуры (мм <sup>2</sup> )	803	668	1067
Количество и диаметр каната (мм)	10ø12,5	10ø11	8ø13
Фактически принятая площадь напрягаемой арматуры (мм <sup>2</sup> )	930	750	1120
Расчетное значение сопротивления изгибу (КНм)	487,3	398,7	819,3
Расчетное значение поперечной силы (КН)	95,6	80,3	175,9
Расчетное значение сопротивления срезу без поперечного армирования (КН)	147,4	122,2	164,5
Образование трещин при действии частого сочетания нагрузки	нет	нет	нет
Прогиб плиты при действии практически постоянной нагрузки (мм)	47,0	42,6	55,3
Расход бетона на 1 м <sup>2</sup> плиты (м <sup>3</sup> )	0,278	0,278	0,110
Расход арматуры на 1 м <sup>2</sup> плиты (кг)	8,22	5,52	11,11
Сметная стоимость 1 м <sup>2</sup> плиты (руб.)	46,57	55,32	32,75

Расчеты показали, что поперечное армирование потребовалось только для плиты 2Г на участке длиной 1,2 м от опоры.

Трещины, нормальные к продольной оси плиты, при действии частого сочетания нагрузок не образовывались.

Прогибы плиты при действии практически постоянной нагрузки не превышали допустимый (71,2 мм).



Наиболее экономичным оказался вариант покрытия с применением плит 2Т

#### **Список использованных источников**

1. Бетон. Требования, показатели, изготовление и соответствие: СТБ EN206-2016 / Госстандарт РБ. – Минск, 2017. – 98 с.
2. Арматура канатная напрягаемая для железобетонных конструкций: СТБ EN 10138-3-2009 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2010. – 16 с.
3. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия. СТБ 1704-2012 / Госстандарт РБ. – Минск, 2010. – 16 с.
4. Основы проектирования строительных конструкций: СН 2.01.01-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 90 с.
5. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объёмный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: СН 2.01.02-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 41 с.
6. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: СН 2.01.04-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 43 с.
7. Бетонные и железобетонные конструкции: СП 5.03.01-2020 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 245с.

## **Об эволюции развития форм и стилей архитектуры подземных сооружений от Древнего Мира**

Гарбунович А.О.

*Научный руководитель – Ловыгин А.Н.*

Белорусский национальный технический университет

Становление архитектуры началось с использования подземных полостей естественного происхождения. Это направление в архитектуре начало формироваться уже на заре развития человечества.

Там, где было возможно, человек использовал природный рельеф и выбирал естественные укрытия-расщелины, пещеры и гроты. Где было невозможно он начал приспособлять укрытия для своих интересов или сооружать их сам.

Совершенствование первобытного зодчества во времени принимало самые разнообразные формы, зависело от природных и исторических условий, требований культуры и материального благосостояния. Уже в древние времена произошло разделение архитектуры на гражданскую и культовую (религиозную).

Развитие художественных склонностей людей привело к украшению гражданских построек и предметов обихода, что способствовало совершенствованию эстетики и ремесел.

Культовая (религиозная) архитектура в большой степени основывалась на духовных стремлениях человека. Удобство расположения той или другой постройки определялось ее назначением. Она могла считаться жилищем божества, местом размещения его изображения, помещением для праха и души умершего или жильем служителей культа.

Подземная архитектура гражданских и культовых сооружений самым тесным образом связана со строительством на поверхности. Обе эти ветви архитектуры переплетены. Развитие и в том, и в другом случае происходило от простого к сложному, от некачественного к высококачественному.

Сначала для несущих элементов сооружений использовалось дерево. Деревянные конструкции, как наиболее легкие, могли создавать архитектуру с большими пролётами на поверхности, но с малыми пролётами под землёй. При замене дерева камнем многие несущие

конструкции становились массивными. Пролёты на поверхности уменьшались, а под землёй увеличивались. Деревянные элементы сооружений из-за малого срока службы постепенно стали заменяться каменными. Это делалось даже вопреки трудности обработки камня. Долговечности и прочности материала отдавалось предпочтение.

В районах, где был недостаток в дереве, применялись глина и алибастр. Из глины делали глинобитные конструкции, как на земле, так и под землёй, при обустройстве пещер, или глину превращали в кирпич-сырец. Так как такой материал был абсолютно непригоден для создания плоских перекрытий, то для создания потолков стали возводить конусные или эллиптические кровли, которые послужили прототипом для сводов из клинчатых кирпичей или камней.

Развитие зодчества одного региона оказывало влияние на характер производства строительных работ в других местах. Поэтому происходит смешивание разнородных форм, первоначально плохо гармонирующих друг с другом. Постепенно, приспосабливаясь к новым условиям, смешанные формы совершенствовались как в конструктивном, так и в художественном отношении. Лучшие из них находят широкое применение в строительстве становятся общепринятыми нормами.

Определенные горно-геологические условия и применявшиеся в регионе материалы оказывали большое влияние на совершенствование объемно-планировочных и конструктивных решений сооружений.

В регионах, где естественные пещеры находились в прочных скальных породах, таких как гранит, усовершенствование были минимальны. Там, где пещеры располагались в глинистых грунтах, слабых, но устойчивых породах, таких как, лёссы, мел, туф, известняк средней прочности, усовершенствования происходили в значительных объёмах.

Эволюция архитектуры привела к формированию различных архитектурных стилей. Архитектурные художественные стили и направления имеют определенный объем общих характерных черт (египетский, индийский, романский, готика, барокко, классицизм, модерн и т.п.).

Вид построенной композиции, гармоничное сочетание различных частей сооружений в едином функциональном или художественном целом, нашли отражение в архитектурных ордерах. Они представляют собой совокупность всех отличительных признаков того или

иного архитектурного стиля и определяются в основном составом элементов, их взаимным расположением, художественной обработкой конструкций и их пропорциями [1].

В классической архитектуре различают греческие ордера: дорический, ионический, коринфский и их модификации – тосканский и композитный.

Ордерами называют также художественные системы Древнего Египта, Крита и других стран. Основными элементами таких архитектурных форм, как ордера, являются колонны, антаблемент (антаблемент – верхняя горизонтальная часть сооружения, опирающаяся на колонны, состоит из архитрава, фриза и карниза), стены, перекрытия и сопутствующие им детали, которые зародились в древности и постоянно развивались.

Развитие архитектурных форм, как правило, было обусловлено тремя факторами:

1). Долговечностью, которая определялась устойчивостью к воздействию окружающей среды, прочностью и стоимостью работ.

2). Целесообразностью, которая основывалась на приспособлении элементов сооружения к условиям окружающей среды и потребностям человека.

3). Эстетикой, которая базировалась на характере размещения сооружения в пространстве и его назначении.

Совершенствование архитектурных форм зданий на поверхности началось только после того, как человек заселил и благоустроил естественные пещерные жилища, построил простые подземные и заглубленные сооружения.

При освоении и строительстве этих сооружений люди создавали новые конструкции, способы их соединений для обеспечения прочности, устойчивости и долговечность, использовали новые материалы, улучшали гидроизоляцию, вентиляцию, дренаж, теплоизоляцию.

Исходя из анализа технологии строительства и эксплуатации подземные сооружения можно подразделять:

– на естественные, приспособленные человеком для обитания и обеспечения его потребностей;

– искусственные:

а) специально построенные для определенных целей;

б) приспособленные под новый эксплуатационный процесс после

выполнения своего первоначального назначения (каменоломни, рудники, шахты и пр.)

– скульптурные, высеченные из горных пород, как изнутри, так и снаружи (храмы);

– встроенные, размещенные в массивных сооружениях (пирамидах, плотинах, стенах);

– засыпные (заглубленные), построенные на поверхности, частично или полностью в земле или засыпанные после возведения (подкурганные захоронения, землянки, полужемлянки, тоннельные ходы, кладовые и ямы хозяйственного назначения) [2].

Существование людей в подземных условиях чаще всего было связано с отсутствием комфортных условий (повышенная влажность, недостаток света и тепла, возможность затопления, необходимость проветривания, опасность обрушения породы и грунта и т.д.).

Постепенно эти трудности, а также уменьшение объемов подходящих горно-геологических условий в конкретных регионах приводили к тому, что человек развивал и в большей степени использовал возможности строительства на поверхности. Но освоение подземного пространства для различных целей всегда в той или иной степени оставалось актуальным. Сегодня при росте цен на землю, увеличение потоков транспорта и т.д., необходимость освоения подземного пространства становится одной из основных задач строительной отрасли. Но решение этой задачи непосредственным образом связано с затратами на эксплуатацию сооружений, величина которых растет и в большей степени определяется региональным проектированием, качеством строительства, оптимальным режимом эксплуатации.

### **Список использованных источников**

1. Гартман К.О. История архитектуры. Т.1. – М.: ОГИЗ-ИЗОГИЗ, 1938.
2. Шилин А.А. Освоение подземного пространства. – М.: Издательство МГГУ, 2005.

## **Особенности конструктивного решения компрессорной каталитического крекинга нефтеперерабатывающего завода**

Лущёнок Я.Д.

*Научный руководитель - Вербицкий А. Г.*

Белорусский национальный технический университет

В современной практике строительства металлические конструкции — стальные и алюминиевые — находят широкое применение. Это объясняется тем, что металл обладает высокой несущей способностью, обеспечивающей восприятие значительных нагрузок при сравнительно небольшой собственной массе, надежностью работы при различных видах напряженного состояния и агрессивных эксплуатационных средах, значительной универсальностью с точки зрения создания различных конструктивных форм плоских и пространственных систем, высокой индустриальностью изготовления изделий.

Суммарная трудоёмкость изготовления и монтажа зданий из металлических конструкций на 18-30 % ниже, чем здания из традиционных железобетонных конструкций. Годовые эксплуатационные расходы на отопление зданий из металлических конструкций в 1,5-1,6 раза меньше, чем для здания из сборного железобетона вследствие лучших теплотехнических свойств ограждений металлоконструкций с полимерными утеплителями.

Корпус компрессорной представляет собой здание с размерами в плане 42,5 x 24,0 м. Здание состоит из 2-х блоков (административного и производственного блока — компрессорной), разделённых по своему функциональному назначению.

Производственный блок — газовая компрессорная между осями 1-7 и А-Г имеет размеры в плане 30,0 x 24,0 м и представляет собой одноэтажное каркасное здание с отметкой низа стропильных конструкций +12,000. Пролет здания – 24 м, шаг колонн – 6 м. В компрессорной предусмотрен мостовой кран грузоподъемностью 20 т, также запроектирована металлическая площадка на отметке +3,000. Отметка уровня головки рельса мостового крана +9,000. Для обслуживания оборудования в газовой компрессорной предусмотрены распашные ворота с калиткой размером 3,6 x 3,6 м по оси 9, между осями Б-В.

Каркас производственного блока запроектирован стальным по рамно-связевой схеме. Устойчивость каркаса в поперечном направлении обеспечивается однопролетной рамой, продольная устойчивость — вертикальными связями по колоннам. Колонны (шаг 6 м) — жестко сопряжены с фундаментом, сопряжение со стропильными фермами — шарнирное.

Колонны ступенчатыми с нижней частью сквозного сечения с разном ветвей 750 мм, что позволяет снизить расход стали по сравнению с первоначальным вариантом проекта с колоннами постоянного сплошного сечения с консолями под подкрановую балку (некоторое повышение трудоёмкости изготовления колонн считаем приемлемым).

В качестве основной несущей конструкции покрытия использованы стропильные фермы из гнutosварного профиля, опирающихся на установленные по колоннам опорные стойки (надколонники), а также оцинкованный профилированный настил Н75 по прогонам из швеллера. Уклон кровли — 10%. Кровля запроектирована из двух слоев наплавляемого материала «Изопласт»; для теплоизоляции применяются минераловатные плиты с механическим креплением  $\gamma=140$  кг/м<sup>3</sup>,  $\delta=50$  мм — верхний слой и без механического крепления  $\gamma=80$  кг/м<sup>3</sup>,  $\delta=110$  мм — нижний слой. Профилированный настил укладывается на швеллера, установленные по верхним поясам стропильных ферм, и крепятся к ним самонарезающими винтами; между собой листы настила соединяются комбинированными заклепками. Профилированный настил обеспечивает геометрическую неизменяемость покрытия в своей плоскости, а горизонтальные связи устанавливаются только в уровне нижних поясов ферм. Стеновые ограждения запроектированы из трехслойных стеновых панелей типа "сэндвич" с обшивками из металлических профилированных листов и средним слоем из минераловатных плит.

Принятая конструкция колонн, наряду с использованием стропильных ферм из гнutosварного профиля вместо уголковых, позволила снизить материалоёмкость каркаса на 22%.

**История развития учёта влияния продольного изгиба при проверке предельных состояний несущей способности сжатых элементов**

Мацковский Н.В., Нарейко С.С.

*Научный руководитель - Шилов А. Е.*

Белорусский национальный технический университет

В настоящее время на территории Республики Беларусь утверждены и введены в действие постановлением Министерства архитектуры и строительства от 16 сентября 2020г. (№ 56) Строительные правила СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1]. В п.8.1.6 [1] приведены рекомендации по учёту влияния продольного изгиба при проверке предельных состояний несущей способности сжатых элементов, которые практически полностью гармонизированы с положениями п.8.1.15 СП 63. 13330.2018 РФ [2].

В вышеприведённых ТНПА коэффициент  $\eta_a$ , учитывающий влияние продольного изгиба элемента на его несущую способность, определяют по формуле Тимошенко, а именно :

$$\eta_a = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}}$$

где  $N_{crit}$  - условная критическая сила, определяемая с учётом номинальной жёсткости по формуле Эйлера:

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 B_{nom}}{l_0^2}$$

Аналогичный подход к учёту продольного изгиба был в нормах бывшего СССР и в, отменённом на сегодняшний день, СНБ 5.03.01-02.

Интересна история развития этого классического подхода по учёту продольного изгиба, который изучался и приводился в различных источниках. Например, в работе [3] кратко и доступно для понимания приведен исторический «путь» развития метода учёта продольного изгиба, принятого в действующих на сегодняшний день ТНПА РБ [1]



и РФ [2] , который развивался при непосредственном участии и русских учёных прошлых столетий.

Потерю устойчивости прямолинейной формы сжатого стержня иногда называют **продольным изгибом**, т.к. она влечет за собой значительное искривление стержня под действием продольных сил. Для проверки на устойчивость сохранился и до сих пор термин “проверка на продольный изгиб”, являющийся условным, так как здесь речь должна идти не о проверке на изгиб, а о проверке на **устойчивость прямолинейной формы стержня**.

Известно, что при нагружении тонкого стержня продольной сжимающей силой, называемой **критической**, прямолинейная форма перестает быть устойчивой формой равновесия. Переход к критическому значению продольной силы происходит внезапно. Исследования показывают, что потеря устойчивости становится возможной при значениях силы, превышающей критическое на величину второго порядка малости. С другой стороны, при очень небольшом превышении сжимающей силой её критического значения, прямолинейная форма стержня делается крайне **неустойчивой**; достаточно при этом небольшого эксцентриситета приложенной силы, неоднородности материала по сечению, чтобы стержень искривился, и не только не вернулся к прежней форме, а продолжал искривляться под действием всё возрастающих при искривлении изгибающих моментов; процесс искривления заканчивается либо достижением совершенно новой (устойчивой) формы равновесия, либо разрушением. Исходя из этого, практически следует считать критическую величину сжимающей силы эквивалентной нагрузке, “разрушающей” сжатый стержень, выводящей его (и связанную с ним конструкцию) из **условий нормальной работы**.

Критическая сила есть наименьшая осевая сжимающая сила, способная удержать в равновесии слегка искривленный сжатый стержень. Задачу её вычисления впервые решил академик Петербургской Академии наук Л. Эйлер в 1744 г. в работе “Decurviselastis”.

В середине XIX в. расчет сжатых стержней в мостовых фермах, арках, конструкциях перекрытий и колоннах по формуле Эйлера не встречал сочувствия инженеров. Причины этого были следующие: во-первых, неясность процесса продольного изгиба, для которого, по Эйлеру, было возможно несколько видов деформаций; во-вторых, то, что инженеры-практики заметили и экспериментально доказали, что в

случае применения формулы Эйлера, при известных отношениях длины стержня к его радиусу инерции, разрушение наступает при меньшей сжимающей силе, чем критический груз Эйлера. Вследствие этого многие предпочитали применять формулу Навье, которая учитывает сжатие и изгиб стержня при определенных допустимых напряжениях.

Наиболее глубокое исследование формулы Эйлера в 1862 г. дал Клебш. Он рассматривал стойку с одним заземленным концом и нагруженную силой на свободном конце. Интегрируя дифференциальное уравнение упругой оси стойки, Клебш определил ее прогибы в зависимости от изменения косинуса, входящего в состав производной постоянной, в функции длины стойки.

Клебш доказал правильность формулы Эйлера. Его развитие расчета по Эйлеру состояло в том, что в колонне, изогнутой продольной силой, можно определить в тригонометрической форме положение любой точки ее оси.

Русский инженер Ф. С. Ясинский решил задачу продольного изгиба. Он в 1890-1892 гг. провел испытание и пересчет действовавших металлических мостов под более тяжелую нагрузку. Изучив теорию продольного изгиба и рассмотрев соответствующие эксперименты, Ясинский выяснил, что в инженерной практике почти не применялись расчеты сжатых стержней по теории продольного изгиба и что к этой теории сложилось неправильное отношение. Было очевидно, что для устранения недоверия инженеров к теории продольного изгиба необходимо строгое обоснование формулы Л. Эйлера: нужно было убедительно доказать безопасность ее применения в различных условиях работы сжатых стержней. Ф. С. Ясинский блестяще справился с этой задачей. В 1892-1893 гг. он опубликовал работу [4].

Труды Ф. С. Ясинского были хорошо известны инженерам других стран. Его статьи публиковались в ряде иностранных журналов. В 1894 г. его диссертация "О сопротивлении продольному изгибу" была опубликована на французском и польском языках.

Разработкой проблем строительной механики в начале XX в. усиленно занимался С. П. Тимошенко. Опираясь на труд Рэлея "Теория звука", С. П. Тимошенко решил ряд задач в области устойчивости, кручения и колебания стержней и балок. Эти решения быстро вошли в практику [5]. Он успешно применил метод Рэлея, который доказал,

что при колебаниях конструкций достаточно знать амплитуду колебаний, и рассчитал этим приемом устойчивость плоской формы изгиба пластинок и сжатых стержней.

В связи с появлением железобетонных конструкций с жесткими узлами в конце XIX в. стали развиваться новые виды статически неопределимых систем. Появились многопролетные и многоярусные рамные каркасы высоких зданий в металле и железобетоне. Однако долгое время надежных методов расчета этих конструкций не было, хотя изучением жесткости узлов и их влияния на прочность мостовых ферм много занимались в XIX в.

В 1909 г. Б. Г. Галеркин [6] провел фундаментальное исследование по продольному изгибу применительно к многоэтажным колоннам. Используя дифференциальные уравнения для расчета сжатых стержней, он доказал, что формула Эйлера с успехом может быть применена для решения устойчивости многоэтажных колонн. Пользуясь эллиптическими интегралами, он находил прогибы и напряжения в колоннах от сжимающих сил, от сил, равномерно распределенных по стойкам, и от узловых моментов. Он показал, что в системах связанных между собой колонн критические силы для каждой колонны можно получить независимо от других.

Одним из ключевых вопросов при определении коэффициента  $\eta$  является правильное назначение расчетной длины колонны, что, в свою очередь, существенно влияет на величину критической силы. По существу расчетная длина сжатого стержня характеризует влияние сопрягаемых с рассматриваемым стержнем элементов данной системы и его собственных параметров на способность деформироваться под действием продольных сил. Она должна определяться с учетом значений жесткостных и нагрузочных факторов не только в данном стержне, а во всей системе, что является весьма сложной задачей. Расчет на устойчивость I-го рода достаточно условен, т.к. предполагает наличие только продольных усилий в стержнях, в то время как характер поперечной нагрузки может существенно влиять на форму изогнутой оси стойки, т.е. на продольный изгиб оси, одновременное возрастание всех усилий в системе. Очевидно, что последовательность приложения нагрузок также может существенно влиять на работу гибкого образца. Нет пока достаточно общей точки зрения на

характер влияния неупругих деформаций и интерпретацию результатов расчета стержневых систем при определении расчетных длин их сжатых стоек. В железобетонных каркасах на работу колонн оказывает влияние частичное защемление стропильных конструкций в узлах сопряжения с колоннами, существенные колебания прочностных и деформативных свойств бетона и другие факторы, которые достаточно точно учесть пока не представилось возможным.

#### **Список использованных источников**

1. СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции/ МАиС РБ.– Минск, 2020
2. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения/ МСиЖКХ РФ. – Москва, 2019
3. Мирный Д.А. Особенности учета продольного изгиба при расчете гибких элементов по нормам разных стран: диссертация на соискание степени магистра технических наук / Д. А. Мирный, научный руководитель А. Е. Шилов. – Минск, 2011.
4. Ясинский Ф. С. Опыт развития теории продольного изгиба. – “Известия собрания инженеров путей сообщения”, 1892, № 1, 2, 4, 8 и 9; 1893. № 8-10.
5. Тимошенко С. П. Устойчивость упругих систем. Гостехиздат, 1946.
6. Галеркин Б. Г. Теория продольного изгиба, опыт применения теории продольного изгиба к многоэтажным стойкам, стойкам с жесткими соединениями и системам стоек. – “Изв. СПб. политехи, ин-та”, 1909, т.12, вып. 1 и 2.

УДК 624.04

## **Строительные конструкции мельницы Музейного комплекса старинных ремесел и технологий «Дудутки»**

Русакович А.А.

*Научные руководители - Згировский А.И., Коледа С.М.*

Белорусский национальный технический университет

В истории Западной Европы ветряные мельницы известны с давних времен, особенно в Германии и Голландии. Можно привести несколько примеров ветряных мельниц, построенных в Германии в 17-19 веках (рис. 1 – 4). Эти мельницы являются действующими.



Рис. 1 – Самая старая функционирующая ветряная мельница в Восточной Германии. Построена в 1686 году, Лебуза, Бранденбург



Рис. 2 – Мельница 1809 года постройки, Северный Рейн-Вестфалия



Рис. 3 – Ветряная мельница 1829 года постройки, Шлезвиг-Гольштейн



Рис. 4 – Ветряная мельница 1842 года постройки, Саксония-Анхальт

Ветряная мельница, находящаяся в Дудутках была построена в 1903-05 гг. братьями Поляковыми в д. Березовка Кормянского района Гомельской обл. и представляла собой капитальное инженерное сооружение, пятирусный ветряк шатрового типа. При проведении коллективизации мельница стала колхозной, а её были хозяева сосланы в Сибирь. Мельница работала до начала 70-х годов XX века, потом

находилась в заброшенном состоянии и практически разрушилась. По инициативе основателя музея Евгения Будинаса, в июне 1992 г. мельница в полуразрушенном состоянии была перевезена территорию подсобного хозяйства ТПЦ «Полифакта» и восстановлена с сохранением внешнего вида и основных конструктивных элементов. Мельница на территории музея «Дудutki» была отреставрирована и восстановлена бригадой плотников Виктора Капачуна под руководством архитектора Сергея Сергачева и художника Бориса Цитовича.

Ветряная мельница, приводится в работу за счет энергии ветра, и предназначена для помола зерна. На территории Музейного комплекса старинных ремесел и технологий «Дудutki» ветряная мельница используется в качестве экспоната и памятника деревянного зодчества (рис. 5, 6).

Ветряная мельница состоит из: башни; шатра, который имеет возможность поворачиваться вокруг своей оси на опорах с помощью водила; ветроколеса; главного вала, вращающегося в опорах, на которых установлено ведущее колесо; вертикального вала, вращающегося в опорах, на котором установлены верхняя шестерня и колесо нижней передачи; вала привода мельничного постава с насаженной цевочной шестерней; ленточного тормоза; бункера для засыпки зерна; устройства для регулировки зазора между жерновами и мельничного постава.

Принцип работы мельницы следующий:

Под действием энергии ветра ветроколесо приводит во вращательное движение главный вал. С помощью зубчатых колес и вращение передается на вертикальный вал. Передача вращения от вертикального вала к зерновому осуществляется через вторую пару зубчатых колес.

Вал, который приводит жернов во вращательное движение. Зерно размельчается в бункер, из которого оно поступает через центральное отверстие в зазор между жерновами. В жерновах мелющие поверхности имеют ряд бороздок, которые при вращении жерновов, режут зерна своими острыми кромками. Таким образом, зерна постепенно измельчаясь, перемещаются от центра к периферии жерновов. Перемещаясь по вертикали, меняется зазор между обоими жерновами, и тем самым регулируется тонкость помола.

Пуск мельницы в работу и остановка ее производится вручную. Наматывая цепь на поворотный ворот водила, конец которой закреплен на врытых в землю столбах, производится поворот шатра и вывод крыльев к ветру. Затормаживают ветроколесо ленточным тормозом, расположенном на ободке ведущего колеса главного вала.

Здание мельницы в плане восьмигранник с максимальными размерами в плане у основания по внутренним граням цоколя 7,65x7,65 м.



Рис. 5 – Общий вид мельницы



Рис. 6 – Внутренний интерьер мельницы



Мельница относится к сооружениям шатрового (голландского) типа. Несущими конструкциями башни мельницы служат деревянные стойки сечением от 220х240 мм до 260х270 мм с наклоном 12°.

Высота мельницы – 14,25 м. Сооружение 5-ти ярусное.

Высота башни мельницы до шатра – 11,00 м.

Диаметр ветрового колеса – 18,5 м. Число крыльев – 4.

Водосток с кровли выполнен наружным неорганизованным.

Пространственная устойчивость и неизменяемость покрытия обеспечивается установкой распорок, вертикальных диагональных раскосов (связей).

Деревянные конструкции здания мельницы в Музейном комплексе «Дудутки» состоят из следующих основных элементов: башни, ветроколеса, шатра, главного вала, (рис. 7, 8) вертикального вала, мельничного постава и тормоза.

Несущими элементами каркаса башни мельницы является деревянная система с симметричным расположением бревенчатых стоек, распорок, затяжек и внешней обшивки (рис. 9, 10). Крепления элементов друг к другу не плотные выполнены на шипах, стальных скобах и нагелях.

Каркас представляет собой шатровую конструкцию в виде восьмигранной усеченной пирамиды. Несущими конструкциями каркаса мельницы (усеченного восьмерика) служат деревянные стойки сечением от 220х240 мм до 260х270 мм с наклоном 12°. Стойки связаны по периметру распорками сечением 240х240 мм. Для общей устойчивости каркаса в плоскости стоек башни через шаг в четыре отсеках, поставлены диагональные раскосы из бревен диаметром 150-180 мм.

В уровне между вторым и третьим перекрытиями стойки сращены по длине при помощи деревянных накладок. Крепление накладок к стойкам осуществлено при помощи гвоздей и стальных шпилек.

По верху ног башни устроена восьмигранная обвязка из трех бревен с помощью врубок высотой от 440 см до 560 см, чередуется через грань. Бревенчатая обвязка придает жесткость башне в горизонтальной плоскости и создает опору под верхнюю обвязку. По верху бревенчатой обвязки уложен нижний обвязочный обод из косяков в два слоя суммарной толщиной 200 мм (100+100 мм). Обвязка состоит из восьми косяков, связанных нагелями. Длина каждого косяка по внутренней грани 1420 мм. Нижняя обвязка повторяет размеры верхней

обвязки. Расстояние между верхней и нижней обвязками составляет 90 мм.

По верхней грани нижней обвязки установлены горизонтальные ролики, по которым поворачивается шатер.

Торцами ноги башни крепятся к бревенчатой обвязке, которая уложена на бутовый фундамент. Дополнительно ноги башни крепятся к стальным стойкам из двух швеллеров №18 сваренным в короб. Стальные стойки в уровне перекрытия первого яруса соединены при помощи стальных тяжей диаметром 20 мм.

Наружный периметр башни обшит досками толщиной 23 мм, шириной 110 мм.

Несущими элементами внутренних перекрытий площадок (ярусов) башни мельницы служат деревянные балки сечением от 200х200 мм до 240х240 мм. Балки перекрытия крепятся к каркасу при помощи деревянных шипов и стальных скоб. Балки перекрытия имеют дополнительные опоры междуэтажных перекрытий в виде деревянных стоек (рис. 5, 6).

Главный вал – вал, на котором закрепляется ветроколесо. Главный вал установлен на раме шатра на шариковых опорах. Переднюю опорную шейку вала, проточенную до диаметра 500 мм на длине 250 мм, плотно охватывают два полукольца, стягиваемые в цельное кольцо четырьмя винтами. Кольцо опирается на две обоймы шарикоподшипниковых опор. Опора состоит из обоймы, в которую вмонтированы два шарикоподшипника с осями. Оси опор закреплены винтами к плите, которая закреплена на брус, имеющем наклон к горизонту в 12 градусов. Наклонный брус обеспечивает соответствующий наклон к горизонту вала при его монтаже, что необходимо, чтобы крылья не задевали ног башни, когда ветроколесо установлено против ее угла, и крепится болтами к поперечному брусу шатра. Шатер смонтирован на деревянной раме, собранной на двух продольных и двух поперечных брусев. На этой же раме смонтированы передняя и задняя опоры главного вала. Снизу к раме прикреплено опорное основание, состоящее из двух колец, составленных из косяков (по восемь косяков в каждом кольце). Косяки обеих колец связаны между собой нагелями. Косяки обеих колец связаны между собой нагелями. Для придания прочности хват по наружному диаметру стянут шиной.

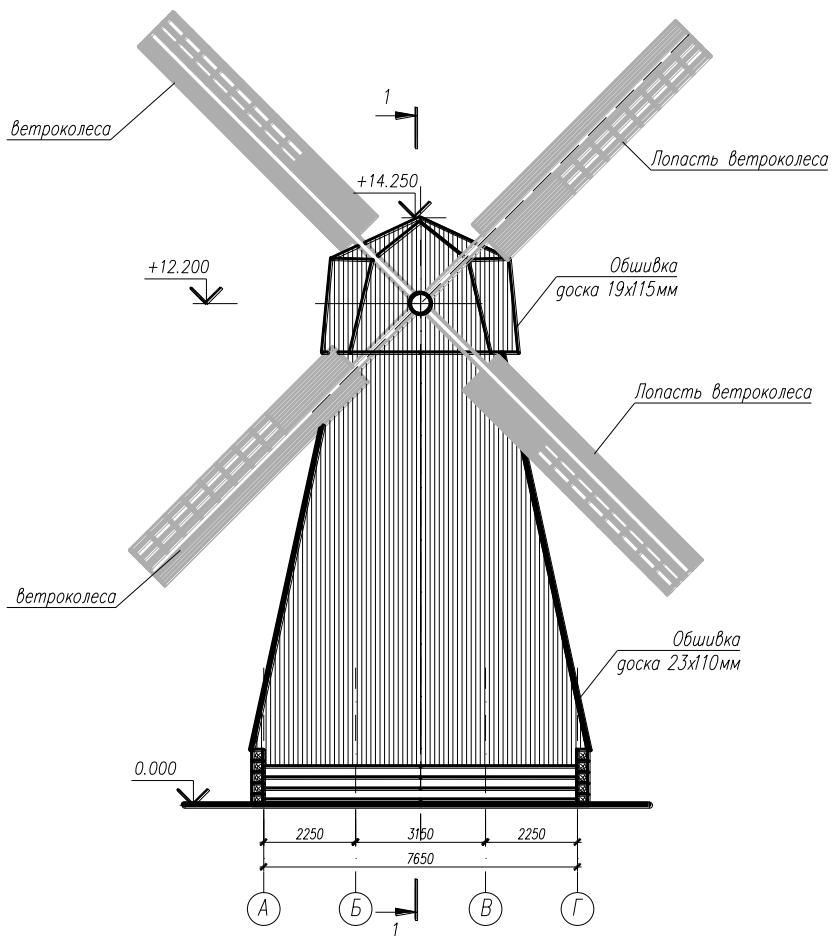


Рис. 7 – Фасад мельницы в осях А – Г

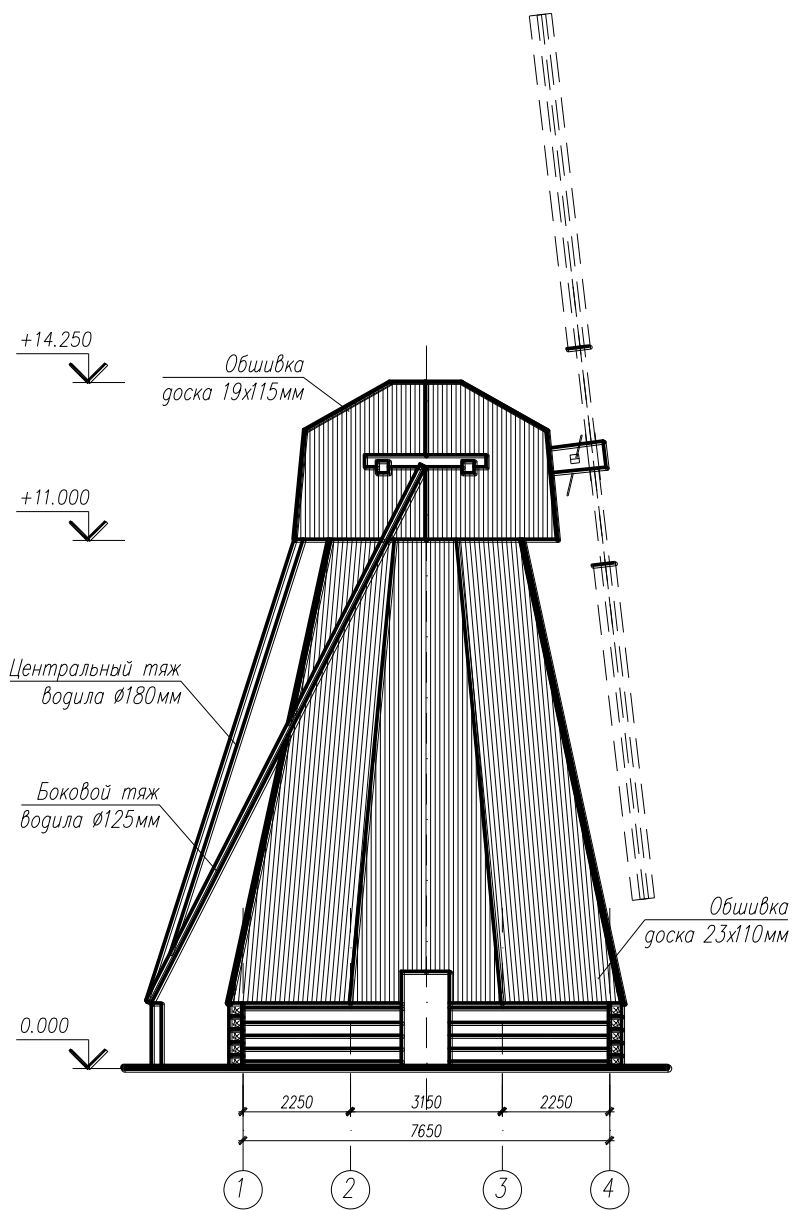


Рис. 8 – Фасад мельницы в осях 1 – 4

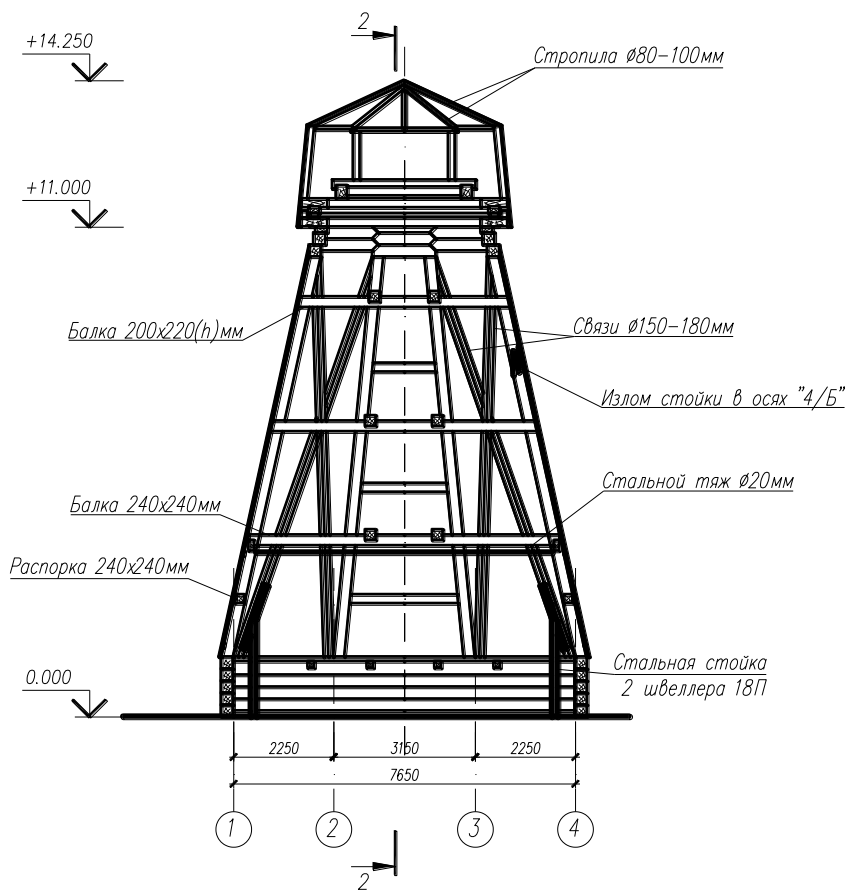
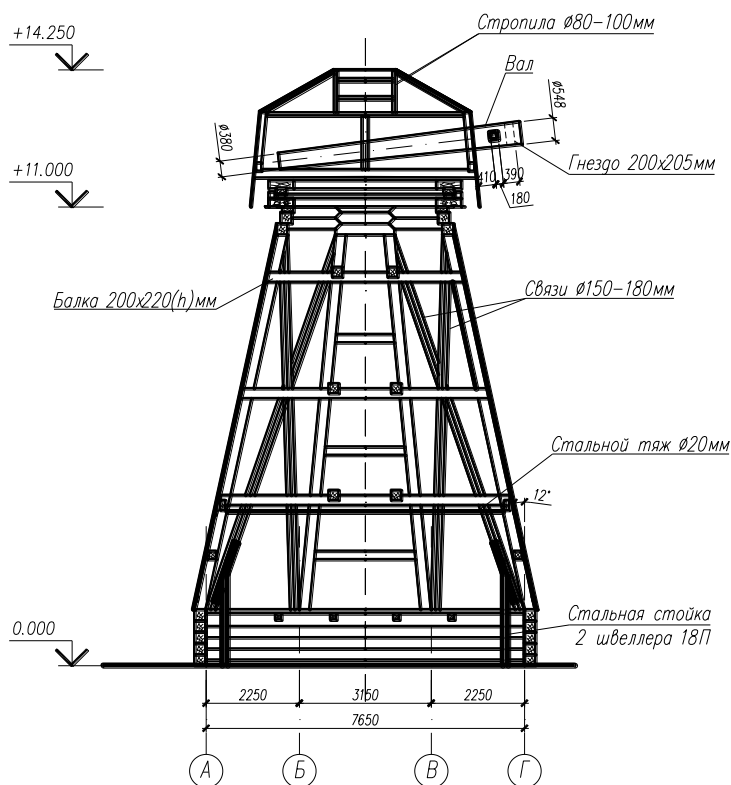


Рис. 9 – Разрез 1 – 1



10 – Разрез 2 – 2

Рис.

На раму шатра опираются короткие стойки, к которым прикреплены стропила, образующие крышу.

Крыша шатра мельницы шестискатная наружным неорганизованным водостоком. Несущими элементами крыши шатра является деревянная стропильная система с симметричным расположением стропил, стоек, распорок и обрешетки. Крепления элементов друг к другу не плотные выполнены на шипах, стальных скобах и нагелях.

Вертикальные стойки шатра сечением 150X150 мм. Стойки отверстия выхода главного вала – 150x150 мм. По верху стоек выполнена обвязка из тонких бревен 80-90 мм. Сечение стропил крыши шатра – тонкие однокантные бревна диаметром 80-100 мм. Крыша шатра обшита досками толщиной 20 мм, шириной 100-150 мм.

Наружный периметр шатра обшит досками толщиной 20 мм, шириной 100-150 мм.

Ветроколесо состоит из следующих элементов: махи, на которых крепятся лопасти крыльев; подмахи, к которым закрепляются махи; иглицы, которые устанавливаются на махах под углом 12 градусов к плоскости вращения ветроколеса; обшивка, образующая рабочую поверхность лопасти крыла.

Мах – лонжерон (главный несущий стержень) лопасти. Иглицы – нервюры закрепляются на махе (лонжероне) и являются основой для закрепления обшивки. Иглицы служат для придания формы профиля лопасти крыла.

Подмахи сечением 200×200 мм и длиной 6 м изготовлены из сухой сосны и посажены с натягом (запрессованы) в отверстиях главного вала. Махи сечением 200×200 мм, длиной 9 м также изготовлены из сосны. Они закрепляются к подмахам пятью болтами, скобами и фиксируются шпонками. Махи вплотную подведены к главному валу, что препятствует продольному смещению подмаха в отверстии главного вала.

Иглицы изготовлены из сухой сосны. Заготовки сечением 30×70 мм остроганы на конус с тем, чтобы легче было вбивать иглицы в отверстие маха при сборке и выбивать обратно при разборке.

Крылья обшиты тонкими досками толщиной 10 мм, а для прочности усилены планками.

Для жесткости крылья ветроколеса связаны растяжками, натяжение которых осуществляется стяжными муфтами (талрепами).

### **Список использованных источников**

1. Балковски Ф. Д. «Санирование исторических зданий». / пер. с нем. Л.В. Дорменко. – М.: Стройиздат, 1986– 80 с.
2. Волшаник В.В. и Юрченко А.Н. «Конструкции водяных и ветряных мельниц России XIX–XX веков» / Монография. – М.: Издательство АСВ, 2010 – 344 с.
3. Гендель Э. М. «Инженерные работы при реставрации памятников архитектуры». – М.: Стройиздат, 1980 – 199 с.

**Определение опытного и теоретического значений  
коэффициента влияния продольного изгиба при испытании  
внецентренно сжатого элемента**

Процко Д.Ю., Липлянская В.В.

*Научные руководители – Шилов А.Е., Даниленко И.В.*

Белорусский национальный технический университет

При проведении лабораторных работ по железобетонным конструкциям студенты специальности «Промышленное и гражданское строительство» испытывают внецентренно сжатую железобетонную колонну с разрушением по случаю больших эксцентриситетов (вторая область деформирования).

В ходе проведения испытаний колонны определяется опытным путем прочность бетона на сжатие, прогиб колонны при максимальной нагрузке, фактическую величину защитного слоя бетона, диаметр продольной арматуры, размеры сечения и длину колонны, эксцентриситет приложения нагрузки  $e_0$ . С помощью двух индикаторов часового типа определяют линейные деформации растяжения и сжатия на гранях колонны в плоскости действия момента и с помощью прогибомера измеряем максимальный прогиб колонны. Схема испытания колонны и размещение приборов приведены на рис. 1.

В ходе испытаний колонны сечением  $b \times h = 133 \times 160$  мм и геометрической длиной  $L = 1000$  мм ( $L_0 = 1030$  мм) получены следующие данные:

- максимальная продольная сила  $F = N_{Ed} = 102$  кН;
- эксцентриситет приложения нагрузки  $e_0 = 65$  мм;
- прогиб колонны при нагрузке  $F = 102$  кН составил  $a = 3,71$  мм;
- при раскрытии трещин в растянутой определили величину защитного слоя бетона  $c_{nom} = 20$  мм; диаметр продольной арматуры 6 мм.



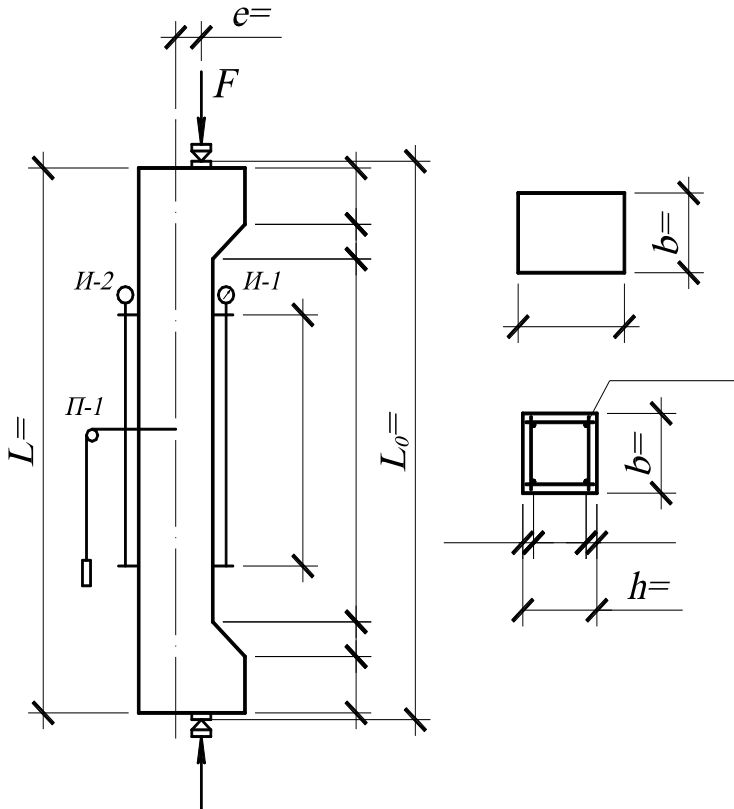


Рис. 1 - Схема испытания колонны и размещение приборов

При расчете внецентренно сжатых элементов учитывают прогиб (продольный изгиб) конструкции, который приводит к увеличению эксцентриситета приложения продольной силы. При этом возрастает изгибающий момент в колонне, что необходимо учитывать в расчетах. Для определения полного эксцентриситета с учетом прогиба конструкции вводят коэффициент  $\eta_a$ , учитывающий влияние продольного изгиба на несущую способность внецентренно сжатого элемента.

Используя результаты испытаний рассчитывают и сопоставляют теоретическое значение коэффициента  $\eta_a$  и значение, полученное опытным путем.

### 1. Опытное значение:

$$\eta_a^{оп} = \frac{a + e_0}{e_0} = \frac{3,71 + 65}{65} = 1,057$$

### 2. Теоретическое значение:

Расчет выполнен по п. 8.1.6 СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции»

$$\eta_a^r = \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{crit}}$$

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot B_{nom}}{l_0^2}$$

$B_{nom}$  – номинальная жесткость элемента.

$$B_{nom} = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s$$

$k_c$  – коэффициент, учитывающий наличие трещин и влияние ползучести, (условный коэффициент  $k_c = 0,1$ );

$k_s$  – коэффициент, учитывающий влияние арматуры,  $k_s = 1$ ;

$E_{cd}$  – расчетное значение модуля упругости бетона, определяется по формуле:  $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2} = \frac{37000}{1,2} = 30833,3$  МПа

$E_s$  – расчетное значение модуля упругости арматуры  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа;

$I_c$  – момент инерции бетонного сечения;

$I_s$  – момент инерции арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения бетона.

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{133 \cdot 160^3}{12} = 45,4 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

$$I_s = 2 \frac{\pi d^4}{64} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = 2 \frac{3,14 \cdot 6^4}{64} \cdot \left(\frac{160}{2} - 23\right)^2 = 0,41 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 20 + \frac{6}{2} = 23 \text{ мм}$$

$$B_{nom} = 0,1 \cdot 30,8 \cdot 10^3 \cdot 45,4 \cdot 10^6 + 1 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 0,41 \cdot 10^6 \\ = 222 \cdot 10^9$$

$$N_{crit} = \frac{3,14^2 \cdot 222 \cdot 10^9}{1030^2} = 2,06 \cdot 10^6 H = 2060 \text{ кН}$$

$$\eta_a^T = \frac{1}{1 - 102/2060} = 1,053$$

Разница между опытным и теоретическим значениями составляет 0,38%, что позволяет сделать вывод о приемлемой сопоставимости опытных результатов с результатами расчета.

## **Анализ методик расчета деформаций изгибаемых бетонных конструкций с композитной арматурой**

Хох А.С.

*Научный руководитель – Хотько А.А.*

Белорусский национальный технический университет

Использование всех преимуществ композитной арматуры при армировании изгибаемых элементов возможно только при условии ее предварительного напряжения, способного повысить трещиностойкость и уменьшить прогибы конструкций при эксплуатационных нагрузках. Однако, даже при условии решения проблемы со сложностью создания предварительного напряжения композитной арматуры, является актуальным вопрос достоверной расчетной оценки ширины раскрытия трещин и величины прогибов. Исследования в этом направлении проводятся как в Республике Беларусь, под руководством профессоров Т.М. Пецольда, В.В.Тура, так и в Российской Федерации и в других странах [1-8]. Методики расчета прогибов изгибаемых элементов с композитной арматурой изложены в разработанных НИПТИС рекомендациях [3], а также в разработанных НИИЖБ им. А.А.Гвоздева строительных правилах [4].

Принцип расчета прогибов по методике, предлагаемой учеными РБ и по методике, предлагаемой Российскими учеными, идентичен. Прогибы (перемещения) конструкций с композитной арматурой по указанным методикам рассчитываются по аналогии с расчетами прогибов железобетонных конструкций со стальной арматурой, по общим правилам строительной механики, используя значения продольных деформаций, поперечных деформаций и кривизн по длине конструкций от расчетных воздействий и их сочетаний. В тех случаях, когда прогибы железобетонных элементов в основном зависят от изгибных деформаций, значения прогибов определяют по жесткостным характеристикам.

Кривизну железобетонных элементов для участков элементов с трещинами определяют как разность средних относительных деформаций крайнего волокна сжатого бетона и средних относительных деформаций крайнего растянутого арматурного стержня на этом участке, деленную на расстояние между крайним волокном сжатого

бетона и центром тяжести крайнего растянутого арматурного стержня.

Средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона определяются по относительным деформациям крайнего сжатого волокна в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций сжатого бетона по длине между трещинами.

Средние относительные деформации крайнего растянутого арматурного стержня определяются по относительным деформациям крайнего растянутого арматурного стержня в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры по длине между трещинами.

Относительные деформации сжатого бетона и растянутой арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, в общем случае определяются из расчета системы уравнений деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающего момента и продольной силы от соответствующего сочетания внешних нагрузок.

Допускается определять деформации в сжатом бетоне и растянутой арматуре исходя из условно упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси элемента, принимая условно упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу композитной арматуры со своим модулем упругости.

Значения относительных деформаций  $\varepsilon_{cc}$  и  $\varepsilon_f$  согласно разработанным в НИПТИС рекомендациям [3] допускается определять по формулам:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_{c,red}} \quad (1)$$

$$\varepsilon_f = \frac{\sigma_f}{E_f} \leq 0,3 \frac{f_{fk}}{E_f} \quad (2)$$

где  $\sigma_{cc}$  — напряжение в крайнем сжатом волокне бетона в сечении с трещиной;

$\sigma_f$  — напряжение в крайнем растянутом стержне продольной арматуры в сечении с трещиной.

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой

граней элемента, определение относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов:

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ed}}{A_{cc} \cdot z} \quad (3)$$

$$\sigma_f = \frac{M_{Ed}}{A_f \cdot z} \leq 0,3f_{tk} \quad (4)$$

где  $A_{cc}$  — площадь сжатого бетона в сечении с трещиной;

$A_f$  — площадь растянутой арматуры в сечении с трещиной;

$z$  — расстояние между центрами тяжести площади сжатого бетона и растянутой арматуры.

Значения  $A_{cc}$  и  $z$  допускается определять из расчета изгибаемых элементов по предельным усилиям в сечении, нормальном к продольной оси.

Согласно методике РФ правил проектирования СП 63.13330-2012 [4] для элементов с нормальными трещинами в растянутой зоне напряжение в арматуре, пересекающей трещины, определяют по формуле:

$$\sigma_{fj} = \frac{E_{fj} \cdot v_{fj} \cdot \varepsilon_{fj}}{\psi_{fj}} \quad (5)$$

Где:

$$\psi_{fj} = 1 - \frac{1}{1 + 0,8 \cdot \frac{\varepsilon_{fj.crc}}{\varepsilon_{fj}}} \quad (6)$$

здесь  $\varepsilon_{fj.crc}$  — относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин;

$\varepsilon_{fj}$  — усредненная относительная деформация растянутой арматуры, пересекающей трещины, в рассматриваемой стадии расчета.

Согласно рекомендациям НИПТИС [3] при использовании упрощенных методов расчета для определения деформаций железобетонных изгибаемых элементов, работающих с трещинами, окончательное значение проверяемого параметра следует определять по формуле:

$$\chi = \psi_f \cdot \chi_{II} - (1 - \psi_f) \cdot \chi_I \quad (7)$$

где  $\chi$  — анализируемый параметр, в качестве которого могут рассматриваться кривизна, угол поворота или прогиб;

$\chi_I, \chi_{II}$  — соответственно значения параметра, определенные для сечения без трещины и с трещиной;

$\psi_f$  — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами, определяемый в общем случае по выражению:

$$\psi_f = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{f,cr}}{\sigma_f} \right)^2 \quad (8)$$

здесь  $\beta$  — коэффициент, учитывающий длительность нагружения;

$\sigma_f$  — напряжения в растянутой композитной арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной;

$\sigma_{f,cr}$  — напряжения в растянутой композитной арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной для условий нагружения, приводящих к появлению трещин.

В соответствии с рекомендациями [3] изгибную жесткость элемента с трещинами в общем случае следует определять по формуле:

$$B_{m,cr} = \frac{M_{Sd}}{(1/r)_{cr}} \quad (9)$$

Допускается определять изгибную жесткость железобетонного элемента с трещинами по формуле:

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left( \frac{\sigma_{f,r}}{\sigma_f} \right)^2 \cdot \left( 1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)} \quad (10)$$

где  $E_{c,eff}$  — эффективный модуль упругости бетона;

$I_{II}, I_I$  — соответственно момент инерции сечения с трещиной и без трещины, определяемый с учетом отношения:

$$\alpha_e = \frac{E_f}{E_{c,eff}} \quad (11)$$

Значения эффективного модуля упругости бетона  $E_{c,eff}$  согласно рекомендациям [3] определяются:

— при действии кратковременной нагрузки:  $E_{c,eff} = E_{cm}$ ;

— при действии длительной нагрузки:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} \quad (12)$$

где  $\Phi(\infty, t_0)$  — предельное значение коэффициента ползучести для бетона,

В случае же расчета по методике Российских правил [4] изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента определяется по формуле:

$$B = E_{b1} \times I_{red} \quad (13)$$

где  $E_{b1}$  – модуль деформаций сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки и с учетом наличия или отсутствия трещин;

$I_{red}$  – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом наличия или отсутствия трещин.

Значения модуля деформаций бетона принимают равными:

- при непродолжительном действии нагрузки:

$$E_{b1} = 0,85 \times E_b \quad (14)$$

- при продолжительном действии нагрузки:

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} \quad (15)$$

При определении момента инерции приведенного поперечного сечения, значения коэффициентов приведения растянутой арматуры к бетону принимают:

$$\alpha_{f1} = \frac{E_{f,red}}{E_{b,red}} \quad (16)$$

где  $E_{b,red}$  - приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и определяемый по формуле:

$$E_{b,red} = \frac{f_{cn}}{\varepsilon_{b,red}} \quad (17)$$

Относительную деформацию бетона  $\varepsilon_{b,red}$  принимают равной 0,0015.

$E_{f,red}$  – приведенный модуль деформаций стеклопластиковой арматуры, определяемый с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами:

$$E_{f,red} = \frac{E_f}{\psi_f} \quad (18)$$



Значение  $\psi_f$  для изгибаемых элементов допускается определять по формуле:

$$\psi_f = 1 - 0.8 \cdot \frac{M_{cr}}{M} \quad (19)$$

где  $M_{cr}$  - момент образования трещин.

С целью оценки достоверности описанных выше методик, нами был выполнен расчет прогибов по указанным зависимостям, для изгибаемого элемента, армированного в растянутой зоне стеклопластиковой арматурой и сравнение полученных данных с результатами экспериментальных исследований.

К сожалению, нами не было найдено результатов экспериментальных данных с предварительно напряженной стеклопластиковой арматурой, что вероятно связано со сложностью захвата такой арматуры при создании предварительного напряжения. Из опубликованных данных по испытаниям предварительно напряженных изгибаемых элементов с композитной арматурой известны исследования профессора Тура В.В [6]. Однако эти исследования проводились с комбинированным армированием. Поэтому, с целью расчетной оценки рассматриваемых методик, нами были использованы опытные данные, полученные на изгибаемых элементах со стеклопластиковой арматурой без предварительного напряжения и описанные в работах А.Р. Воллик [7] и А.А. Почебыт [8].

В качестве исходных данных для первого численного эксперимента использованы данные, соответствующие экспериментальным условиям, описанным в [8]: изгибаемый элемент, прямоугольного сечения, с размерами 100×180мм, армированный в растянутой зоне 4Ø8мм стеклопластиковой арматуры (в два ряда, с расстоянием между ними 30мм) с характеристиками:  $f_i=960\text{МПа}$ ,  $E_f=45200\text{МПа}$ , в сжатой зоне 2Ø6S500. В качестве исходных данных для второго численного эксперимента использованы данные, соответствующие экспериментальным условиям, описанным в [7]: изгибаемый элемент, прямоугольного сечения, с размерами 120×220мм, армированный в растянутой зоне 1Ø10мм стеклопластиковой арматуры с характеристиками:  $f_i=962\text{МПа}$ ,  $E_f=45660\text{МПа}$ . Бетон класса C25/30.

Анализ численного эксперимента показал, что методика расчета прогибов, описанная в строительных правилах [4] дает БОльшее значение прогибов по сравнению с опытными данными, в то время как методика, изложенная в рекомендациях [3] дает заниженные значения по сравнению с опытами (таблица 1).

Таблица 1

Сравнение расчетных данных по различным методикам с экспериментальными данными по прогибам

	Экспериментальные данные согласно [8]	Экспериментальные данные согласно [7]
Размеры поперечного сечения образца, мм	100*180мм	120*220мм
Класс бетона	C25/30	C25/30
Арматура в растянутой зоне	Стеклопластиковая 4Ø8 ft=960МПа E=45200МПа	Стеклопластиковая 1Ø10 ft=960МПа E=45660МПа
Предельный опытный изгибающий момент, кН*м	7.0	5,625
Максимальные прогибы в опытах, мм	8,5	2,5
Результаты сравнения расчетных данных с опытными	<p>(темной заливкой – согласно методике [3], светлой - согласно методике [4])</p>	<p>(темной заливкой – согласно методике [3], светлой - согласно методике [4])</p>

### Список использованных источников

1. ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars. - American Concrete Institute, 2003.
2. CNR-DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. - Rome, Italy, 2006.
3. Рекомендации по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой. – Минск, НИПТИС, 2014. (1ая редакция)
4. СП 63.13330-2012 «Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования». – Москва, 2013.
5. Фролов, Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н. П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. – 107 с.
6. Тур, В. В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В. В. Тур, В. В. Малыха // Вестн. Полоц. гос. ун. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2013. – № 8. – С. 58–65.
7. Волик, А. Р. К вопросу замены металлической арматуры на стеклопластиковую в изгибаемых бетонных балках / А. Р. Волик, Е. К. Волик // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: материалы XX междунар. науч. – метод. семинара / М-во образования Респ. Беларусь, ГрГУ им. Я. Купалы; редкол.: В.Г. Барсуков (гл. ред.) [и др.]. – Гродно: ГрГУ, 2016. – С. 19–22.
8. Почебыт, А. А. Железобетонные балки с комбинированным армированием / А. А. Почебыт // Наука - 2017 : сборник научных статей. В 2 ч. Ч. 1/ Учреждение образования «Гродненский гос. ун-т им. Я.Купалы». – Гродно : ГрГУ им. Я. Купалы, 2017. – С.328 –330.

Научное издание

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

Материалы  
77-й студенческой  
научно-технической конференции

21 мая 2021 г.