

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Строительный факультет

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

Материалы  
75-й студенческой  
научно-технической конференции

*Минск, 23 мая 2019 г.*

Минск  
БНТУ  
2019

УДК 666.94.015.7  
ББК 33.33я43

Редакционная коллегия:

*В. Ф. Зверев* – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Строительные конструкции»;

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

*С. М. Коледа* – ст. преп. кафедры «Строительные конструкции»

Рецензенты:

*Н. А. Рак* – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»;

*А. Н. Жабинский* – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»

Сборник содержит материалы 75-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.

**ISBN 978-985-583-415-2**

© Белорусский национальный  
технический университет, 2019

## СОДЕРЖАНИЕ

<i>Азизи А.С. К вопросу влияния эффекта диафрагмы жесткости из профилированного листа на устойчивость несущих элементов покрытия каркасных зданий</i> .....	5
<i>Алешкевич А.А., Новикова Д.А. Металл как один из ключевых элементов в строительстве</i> .....	9
<i>Ванюк С.А. Сравнение жестких узлов сопряжения двухшарнирной клееной деревянной арки с использованием Autodesk Inventor</i> .....	12
<i>Гаврильчук Н.В. Особенности расчета и конструирования подпорных стен</i> .....	19
<i>Гуйдо Е.А., Городецкая А.И., Мозговая К.С. Плиты перекрытий для малоэтажного строительства</i> .....	23
<i>Ерш И.А. Практика применения механических соединений арматуры при строительстве Гостинично-делового комплекса с теннисным центром в границах пр. Победителей – пер. Весникка в Минске</i> .....	26
<i>Змитрович М.А. Применение постнапряжения в монолитных перекрытиях</i> .....	30
<i>Калишук Е. В., Гринёв Е. В. Методика определения коэффициента сопротивления сжатию каменного сечения <math>\Phi</math></i> .....	36
<i>Карзюк Т.В. Сравнительный анализ расчета элементов стальных конструкций сплошного сечения по СП 16.13330.2017 и ТКП EN 1993-1-1-2009</i> .....	43
<i>Коленда Е.Т. Использование металлических зубчатых пластин „МТЕК“ в узловых сопряжениях элементов деревянных ферм покрытия торгового объекта</i> .....	45
<i>Крюковский А. П., Мордач Е. С. Сравнение методик расчетов отдельстоящих фундаментов по национальным приложениям Республики Беларусь и Германии</i> .....	46
<i>Курневич В.В. Конструкции Королевской башни в Джидде, Саудовская Аравия</i> .....	52

Кустов А. Ю. Сравнительный анализ европейских и отечественных норм по обследованию и оценке технического состояния существующих стальных строительных конструкций .....	56
Колендо Е. Т. К вопросу расчета центрально и внецентренно сжатых каменных и армокаменных конструкций выполняемых по СНиП II-22-81 и ТКП 45-5.03-308-2017 .....	65
Михневич В. Л. Численные исследования крутильной жесткости прокатных и составных профилей .....	69
Мицкевич В. М. Проектирование сотовых панелей .....	74
Нупрейчик М. О. История развития и совершенствования отечественных методов расчёта ЖБК .....	79
Окороафор Ф. Ч. Проектирование и возведение зданий и сооружений из монолитного железобетона в условиях жаркого климата .....	82
Акбар С. М. Анализ методик расчета изгибаемых бетонных конструкций со стеклопластиковой арматурой по эксплуатационной пригодности .....	86
Солдатов Р. Р. Применение металлических дюбель-гвоздей для крепления профнастила к несущим конструкциям покрытия каркасных зданий.....	92
Харченко Е.И. Обзор требований нормативных документов в части обязательности применения механических соединений арматуры .....	95
Чечуха Е. Г. Особенности расчета каркасов зданий по ТНПА разных стран .....	97
Шкабара Я. Р. Особенности реконструкции перекрытий в лифтовых шахтах .....	100
Янович Н. А., Послед П. В., Чекуришвили Л. Г. Инновации строительных конструкций.....	103

**К вопросу влияния эффекта диафрагмы жесткости  
из профилированного листа на устойчивость несущих элементов  
покрытия каркасных зданий**

Азизи А.С.

Научный руководитель: Сырица И.С.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В статье рассмотрены вопросы оценки и анализа эффекта диафрагмы жесткости из профилированного листа на несущие элементы. Приведены расчеты, позволяющие оценить степень влияния диафрагмы из профлиста на обеспечение устойчивости элементов путем их полного раскрепления в плоскости настила.

**Аннотация.** Листы несущего профнастила, достаточно жесткие и прикрепленные к конструкции образуют единый жесткий диск – сдвиговую диафрагму жесткости, способную воспринимать и перераспределять горизонтальные нагрузки по принципу стенки балки, данное явление получило название – эффект диафрагмы жесткости.

Общий обзор влияния эффекта диафрагмы жесткости на несущие элементы. Выработка начальных предпосылок для создания методики проектирования с введением диафрагм жесткости на основании рекомендаций Европейских и национальных норм.

В процессе исследования использовались рекомендации по проектированию металлических настилов, работающих в качестве диафрагм и расчетный программный комплекс на основе метода МКЭ (Метод конечных элементов).

**Введение.** При новом строительстве для инженера наиболее важным из аспектов является оценка раскрепления элементов конструкции от потери устойчивости, поскольку это позволяет уменьшить количество либо вовсе отказаться от горизонтальных связей в плоскости настила, уменьшить ресурсоемкость конструкции и трудоемкость монтажа.

Учет повышения жесткости и перераспределения горизонтальных нагрузок в результате эффекта диафрагмы также позволяет добиться экономии при новом строительстве, но на практике вводится в расчетную схему реже. Учет данных эффектов может быть частью

процесса изыскания резервов несущей способности при реконструкции и усилении, либо как дополнительный фактор при раскреплении элементов. В данной статье рассмотрено влияние эффекта диафрагмы жесткости на конструкции, а оценка произведена по методике Публикации ECCS №88 «Европейские рекомендации по применению металлических настилов, работающих в качестве диафрагмы» и «Рекомендаций по учету жесткости диафрагм из стального профилированного настила в покрытиях одноэтажных производственных зданий при горизонтальных нагрузках» ЦНИИпроектстальконструкция.

**Аналитический обзор.** При монтаже и проектировании каркаса с учетом эффекта диафрагмы жесткости необходимо выполнять обязательные требования, которые перечислены в рекомендациях и несоблюдение которых может привести к отсутствию влияния эффекта и преждевременному разрушению конструкции.

Учет эффекта диафрагмы наиболее актуален для невысоких зданий как элемент оптимизации, а также для перекрытий и фасадов многоэтажных и высотных зданий, где критерии горизонтальных перемещений и равномерного распределения усилий являются критическими. Не следует вводить в расчет эффект диафрагмы при большом количестве проемов, отсутствии путей для передачи усилий от диафрагм на фундаменты, в покрытиях сложной конфигурации, а также для элементов обшивки, которые могут быть в последствии демонтированы. При вводе в расчетную схему каркаса диафрагмы настила, он становится важным элементом конструкции при проектировании, монтаже и эксплуатации.

**Сущность и методика расчета.** Для оценки повышения жесткости путем расчета с использованием европейских рекомендаций заменяют, для упрощения моделирования, профнастил связевыми элементами, шарнирно соединенными с раскрепляемыми элементами. При этом по методике Публикации ECCS №88 [1] для покрытий и перекрытий для определения площади сечения одиночного фиктивного связевого элемента используется значение податливости панели диафрагмы на сдвиг “ $c$ ”. При расчете по методике ЦНИИпроектстальконструкции [3] профнастил заменяется двоянными крестовыми связевыми элементами с половиной расчетной площади сечения, а взамен податливости вводится обратная величина жесткости “ $C$ ”.

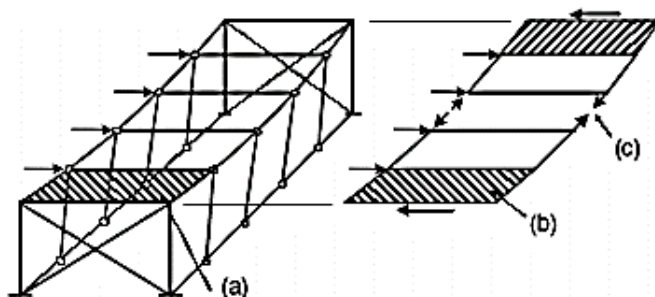


Рис. 1. Работа диафрагмы настила в плоской конструкции  
*a* – настил; *b* – сдвиговая поверхность настила; *c* – усилия в обрамляющих поясах

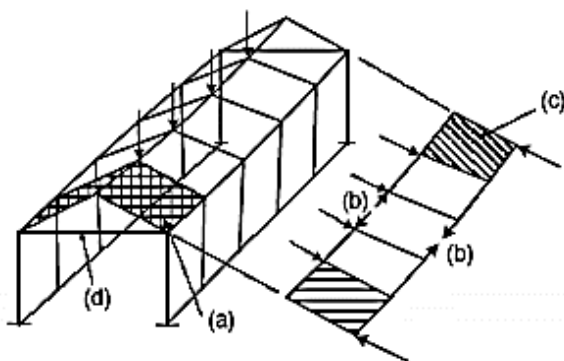


Рис. 2. Работа диафрагмы настила в двускатной конструкции:  
*a* – настил; *b* – усилия в обрамляющих поясах; *c* – сдвиговая поверхность настила;  
*d* – затяжка фахверка для замыкания усилий в настиле

По степени раскрепление может быть полным либо частичным. В зависимости от направления настил может обеспечить поперечное раскрепление в плоскости листа и раскрепление от кручения. Для высоких элементов раскрепление в плоскости настила и раскрепление от кручения всегда следует рассматривать раздельно.

Полное раскрепление для низких профилей позволяет исключить проверки потери устойчивости по изгибно-крутильным формам, сопровождающимся перемещениями в плоскости настила, а для высоких элементов - убрать связи, которые соответствуют рассматриваемым

тому направлению. Частичное раскрепление дает возможность повысить предельные усилия потери устойчивости.

На примере ферм: настил может раскрепить верхний пояс из плоскости, но не препятствует монтажу вертикальных связевых блоков и распорок нижнего пояса.

Еврокод 3, Часть 1-3 (ТКП EN 1993-1-3) приводит критерии полного раскрепления при помощи профилированного стального листа для неразрезных кровельных и стеновых тонкостенных прогонов. По данному документу раскрепленным элемент является, после выполнения условия при сравнении, сдвиговой жесткости настила с трапецидальными гофрами и сдвиговой жесткости раскрепляемого элемента [2].

Для схем, когда планируется учитывать диафрагму жесткости для раскрепления несущих элементов из других профилей необходимо оценивать достаточность сдвиговой жесткости диафрагмы и несущей способности диафрагмы на сдвиг.

**Заключение.** Применение эффекта диафрагмы жесткости при проектировании зданий и сооружений способствует частичному или полному отказу в применении дополнительных связевых элементов, раскрепляющих несущие элементы в плоскости настила, что положительно сказывается на экономическом и эстетическом аспектах проектирования, повышению жесткости конструкций и общей надежности и живучести каркасов.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. European Recommendations for the Application of Metal Sheet-ingacting as a Diaphragm – Stressed Skin Design.. – ECCS Publication №88, 1995.- 263 с.

2. ТКП EN 1993-1-3-2009. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов – Минск: МАиС РБ, 2010.- 116 с.

3. Рекомендации по учету жесткости диафрагм из стального профилированного настила в покрытиях одноэтажных производственных зданий. – ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ им. Мельникова, Союзметаллстройиниипроект, 1980.- 25 с.



## **Металл как один из ключевых элементов в строительстве**

Алешкевич А.А., Новикова Д.А.

Научный руководитель: Минчукова М.Е.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

**Аннотация.** В данной статье рассмотрен металл как строительный элемент, описана история развития металлоконструкций, перечислены достоинства и недостатки металла. Приведены примеры уникальных зданий и сооружений, демонстрирующие многогранные возможности этого материала, воплощенные в жизнь талантливыми специалистами строительной инженерии.

**Введение.** Металл – один из старейших материалов, используемых на протяжении нескольких столетий для строительства зданий и сооружений различного назначения.

Впервые несущие строительные конструкции из металла применили в строительстве в XVII в.

**История развития металлоконструкций.** Основным материалом металлических конструкций XVIII - XIX веков был чугун. Из него отливали несущие конструкции колонн, арок и ферм, которые применялись в строительстве мостов, шпилей, башен, промышленных зданий. Мировая практика строительства, также упоминает о внедрении легких металлоконструкций с середины 30-х гг. XIX века, которые особенно распространены в наше время.

Определенный спад в развитии металлоконструкций наблюдался в начале XX века в связи с появлением и освоением нового искусственного материала – железобетона.

Однако уже в 20-е годы прошлого века начинается новый период развития металлоконструкций.

Начиная с 60-х годов прошлого столетия, в мире наблюдается устойчивая тенденция строительства зданий, в которых доминирующую роль выполняют металлоконструкции.

В настоящее время существуют следующие основные направления применения металлоконструкций:

– промышленные здания – цельнометаллические или со смешанным каркасом;

- большепролетные покрытия зданий – спортивные сооружения, рынки, выставочные павильоны и др.;
- мосты, эстакады – мосты на железнодорожных и автомобильных магистралях;
- листовые конструкции – резервуары, газгольдеры, трубопроводы большого диаметра и др.
- башни и мачты – радио и телевидения в геодезической службе, опоры ЛЭП, нефтяные вышки и др.;
- каркасы многоэтажных зданий, применяемые в многоэтажных зданиях в условиях плотной застройки больших городов;
- прочие конструкции по использованию атомной энергии.

Металлоконструкции имеют следующие основные достоинства:

1. Надежность. Материал металлических конструкций обладает большой однородностью структуры.
2. Легкость. Из всех изготавливаемых несущих конструкций металлические конструкции являются наиболее легкими.
3. Непроницаемость. Металлы обладают не только значительной прочностью, но и высокой плотностью – непроницаемостью для газов и жидкостей.
4. Индустриальность. Использование металлических конструкций обеспечивает короткие сроки возведения зданий.

Металлические конструкции имеют следующие недостатки, ограничивающие их применение:

1. Коррозия. Незащищенность от влажной среды, атмосферы, сталь корродирует и разрушается.
2. Небольшая огнестойкость. У стали при температуре около 200° С начинает снижаться модуль упругости, а при температуре 600° С сталь полностью переходит в пластическое состояние. Алюминиевые сплавы переходят в пластическое состояние при 300° С.

#### **Уникальные здания и сооружения.**

**1. Хрустальный дворец Джозефа Пакстона** был возведен в 1851 г. Джозефом Пакстоном. Все колонны и балки дворца были выполнены из чугуна, для перекрытий применены железные фермы с перекрестной решеткой. Небольшие площади сечений металлических элементов позволили создать сплошное остекление. Данное сооружение наглядно продемонстрировало архитектурные возможности металла.

**2. Эйфелева башня.** Эта башня задумывалась как временное сооружение, подлежащее сносу, а стала всемирно известным символом Франции. На строительных работах по ее возведению трудилось 300 рабочих, постройка продолжалась с 28 января 1887 по 31 марта 1889 гг. Уложиться в рекордные сроки удалось благодаря нововведениям Гюстава Эйфеля. Он снабдил рабочих очень точными чертежами для изготовления 12 тысяч металлических деталей – каждая весом не более трёх тонн. Не дожидаясь сборки, были просверлены отверстия и вставлены 2,5 миллиона заклёпок.

Вес металлического остова башни составил 7 300 тонн, полный вес ее равен 10 100 тонн.

Нижний этаж подобен пирамиде. Пирамиду образуют 4 колонны, смыкающиеся арочным сводом. На своде находится первая квадратная платформа. На этой платформе держится второй этаж, также образуемый 4 колоннами, соединяющимися сводом.

Четыре колонны на второй платформе, постепенно переплетаясь, образуют высоченную пирамидальную колонну, несущую на себе третью платформу. На третьей платформе находится маяк с куполом.

**3. Шуховская башня.** Шаболовская Шуховская башня в Москве была возведена из металла в 1922 году и получила международное признание как одно из самых красивых и выдающихся достижений инженерной мысли в мире. В данном случае была применена так называемая гипербола вращения, т.е. однополосная конструкция, закрученная вокруг мнимой оси.

Гиперболоидные конструкции, несмотря на кажущуюся кривизну, собраны из прямых металлических балок.

Башня состоит из шести 25-метровых секций и установлена на круглом бетонном фундаменте диаметром 40 метров. Все части конструкции держатся на заклёпках, что оставляет запас для их движения.

**4. 15-этажный отель «Ковчег».** Китайские строители удивили весь мир, построив гостиницу Ark Hotel («Ковчег») высотой в 15 этажей менее чем за 6 суток. Здание возведено из металлоконструкций. В течение первых 46 часов они установили предварительно изготовленные на заводе модули и колонны, а следующие 90 часов потратили на внутреннюю и внешнюю отделку.

**Примеры зданий из металла в Республике Беларусь.** В нашей стране металл в архитектурно-строительной практике стал активно использоваться последние 20 лет.

Доля металлических сооружений от общего числа объектов промышленного и гражданского назначения составляет в настоящее время около 25%.

Уникальные объекты – гордость нашей республики: новое здание Национальной библиотеки, железнодорожный вокзал, подземный общественно-торговый центр на площади Независимости, торговый центр "Европа", торговый центр "Зеркало", Минск-Арена, Чижовка-Арена и т.д.

**Заключение.** Металлические конструкции не только не уступают, но и во многом превосходят другие строительные материалы. Металл легко режется, может принимать любую заданную форму. Отсутствие необходимости устройства технологически сложной опалубки делает металл конкурентоспособным и экономически эффективным, что предполагает большие перспективы применения его в современной архитектурно-строительной практике.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горев В.В. "Металлические конструкции" (том 1);
2. <http://ru.wikipedia.org/wiki>;
3. <http://alpstroyontazh.ru/poleznye-statyi-o-stroitelstve/38>;
4. <http://primamilena.ru/samye-samye/znamenitye-bashni>;
5. <http://www.marhi.ru/open/Postgrad/shukhov/>.

УДК 624.04

#### **Сравнение жестких узлов сопряжения двухшарнирной клееной деревянной арки с использованием Autodesk Inventor**

Ванюк С.А.

Научные руководители: Згировский А.И., Коледа С.М.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Деревянные клееные арки имеют широкую область применения. Наиболее часто их используют при возведении складов, например,



Конструктивно второй вариант соединения жесткого сопряжения представляет собой две части полуарок, соединяемых посредством стальных цилиндрических нагелей и двух деревянных накладок. Нагели расставлены по двум концентрическим окружностям симметрично на левой и правой части полуарок. Для увеличения несущей способности соединения имеются дополнительные нагели, расположенные на концентрических дугах. Диаметр стальных нагелей 20 мм, толщина накладок 100 мм.

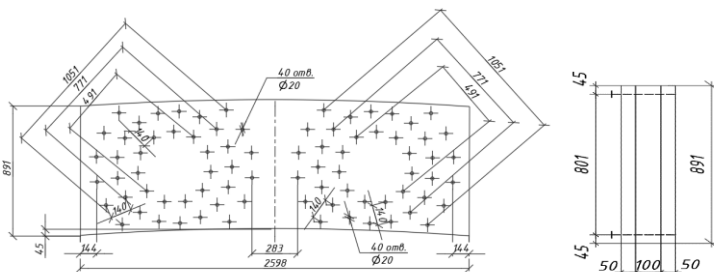


Рис. 3. Второй вариант конструирования жесткого узла

Данные узловые соединения согласно нормативной документации [1] проверяются на смятие древесины среднего и крайних элементов, а также на изгиб нагеля. В узле действуют момент на каждую из полуарок и продольная сила.

Рассмотрим сначала первый вариант. В первом приближении принимаем диаметр нагелей. Расстояние между ними принимаем согласно нормативной документации [1,2]. Так как полуарки состоят из пакета досок, то принимаем расстояния от кромки до нагеля и между нагелями как для элементов, располагаемых поперек волокон. Ориентировочно располагаем нагели в два ряда сверху и снизу накладки.

Разложим момент на пару сил, где первая из сил прикладывается по центру верхних рядов, а вторая соответственно по центру нижних рядов. Усилие, воспринимаемое узлом, определяем по наименьшему из трёх значений: смятию древесины крайних и среднего элементов, а также изгибу нагеля. Тогда окончательно усилие, воспринимаемое одним нагелем, будет равно: наименьшему из трех значений умноженному на количество площадок среза. Количество нагелей по одну сторону узла вычислим путем деления силы, полученной при разло-

жении момента на пару сил, на окончательное усилие, воспринимаемое одним нагелем. Полученное число округляем в большую сторону кратно двум, так как нагели располагаем в два ряда. Путем сравнения усилий, возникающих в узле и полученных в результате расчета, делаем выводы о несущей способности соединения.

Соответственно из условия размещения нагелей находим длину накладок и конструируем узел исходя из конструктивных требований.

Для второго варианта также в первом приближении принимаем диаметр нагеля равный 20 мм. Диаметр окружностей принимаем из требования размещения нагелей – минимального расстояния между нагелями. Диаметр первой окружности соответственно равен разнице высоты полуарки и расстояния поперек волокон от края элемента до нагеля, умноженному на два. Расстояние между нагелями вдоль окружности принимаем как расстояние между нагелями вдоль волокон. Если согласно расчету количества нагелей, расположенных на первой окружности не достаточно, то располагаем их по второй концентрической окружности с диаметром равным разнице диаметра первой окружности и расстояния между нагелями вдоль волокон. Дальнейшее увеличение окружностей не рационально, так как при увеличении металлоемкости узла, общее усилие, воспринимаемое всеми нагелями, окружности вносит не значительный вклад в обеспечении несущей способности узла. Более рациональным будет размещение дополнительных нагелей по дугам окружности большей, чем первая, на величину равную расстоянию между нагелями вдоль волокон с левой и правой сторон узла.

Эквивалентный диаметр концентрической окружности определяется, как деление суммы произведений диаметра окружности и количества нагелей, находящихся на окружности, на общее количество нагелей на всех окружностях по одну сторону узла. Тогда усилие, которое должны воспринять нагели находим из разложения момента на пару сил. Для окружности усилие, воспринимаемое одним нагелем, равно частному удвоенного момента в узле на произведение эквивалентного диаметра окружности и общего количества нагелей по одну сторону соединения. Для нашего соединения усилие, воспринимаемое узлом, вычисляется по наименьшему из трёх значений: смятию древесины крайних и среднего элементов, а также изгибу нагеля. Тогда окончательно усилие, воспринимаемое одним нагелем, будет равно: наименьшему из трех значений умноженному на коли-

чество площадок среза. Количество нагелей по одну сторону узла вычисляется путем деления силы, полученной при разложении момента на пару сил, на окончательное усилие, воспринимаемое одним нагелем. Путем сравнения усилий, возникающих в узле и полученных в результате расчета, делаем выводы о несущей способности соединения.

Соответственно из условия размещения нагелей находится длина накладок и конструируется узел.

В результате расчета недонапряжения в обоих вариантах узлов не превышают 10%.

В связи с тем, что вычисление прогибов полуарок и деформаций нагелей в результате действия нагрузки достаточно трудные и громоздкие, то в данном случае использование 3D-модели более целесообразно, так как позволяет уменьшить время расчета и получить более точный результат. 3D-модель составляем на основе имеющихся данных о расчете и конструировании узла. Особенностью составления модели в Autodesk Inventor является разбиение процесса расчета на составляющие.

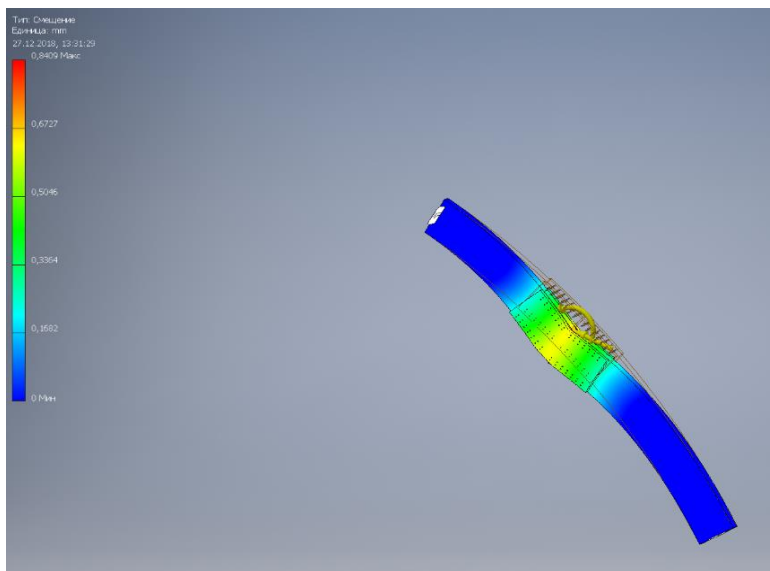


Рис. 4. Деформированное состояние и напряжения в первом узле



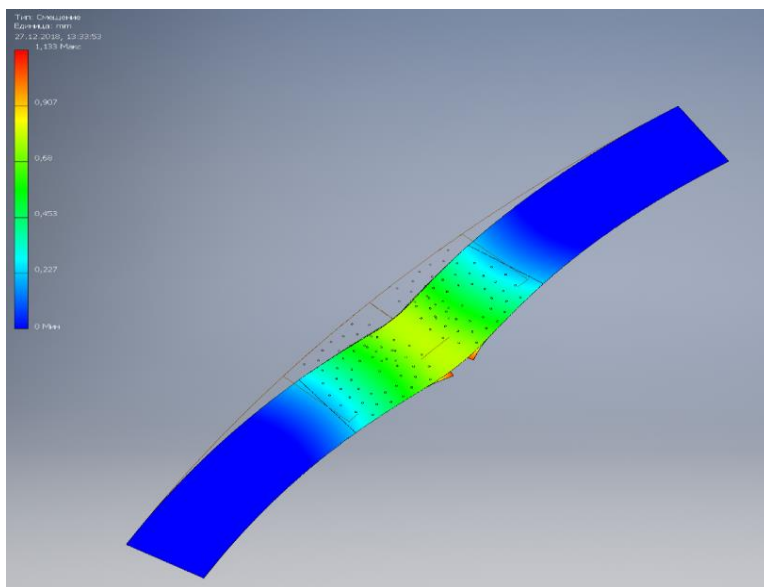


Рис. 5. Деформированное состояние и напряжения во втором узле

В первую очередь моделируются отдельные детали сборки, а затем происходит сама сборка узла. Это является более удобным вариантом по сравнению с другими программами, так как при наличии большого количества деталей изменение исходной детали приведет к изменению всех этих деталей в сборке. Также узел автоматически перерисовывается, что не требует конструирования узла заново. При конструировании модели следует также учесть наличие контактов между поверхностями: древесина-древесина и древесина-металл. Autodesk Inventor позволяет выполнять автоматическое генерирование контактов, что сокращает время расчета, так как нет необходимости задавать их вручную. Желательно задать свойства материала непосредственно при моделировании самой детали, так как при составлении сборки не нужно отдельно задавать свойства каждому элементу.

После конструирования узла переходим к его расчету: задаем закрепления и прикладываем нагрузку. После процесса расчета сравниваем результаты двух вариантов узлов.

При задании одинаковых параметров к двум видам узлов получается, что для первого узла количество нагелей на 40% больше, чем

для второго. Это связано с тем, что в первом соединении часть нагелей располагается достаточно близко к нейтральной оси узла, поэтому усилия в них меньше, чем усилия, возникающие в нагелях, находящиеся на достаточном удалении от нейтральной оси.

Смещение узла при моделировании для первого варианта на 35% больше, чем для второго. Но так как значения смещений достаточно маленькие (порядка 1 мм), то этот параметр можно не учитывать при принятии целесообразности использования одного из узлов.

Анализ напряжено-деформированного состояния узлов показал, что напряжения в нагелях для первого варианта на 15 % больше, чем для второго.

### **Выводы:**

1. Более экономичным является второй узел по сравнению с первым. Это выражается в первую очередь меньшей металлоемкостью, так как количество нагелей для второго варианта меньше. Во-вторых, меньшей трудоемкостью в устройстве, потому что проще устроить отверстия, находящиеся на одной линии, чем для окружности. В-третьих, в элементах второго узла возникают меньшие напряжения, чем в элементах первого.

2. Первый узел является более архитектурно выразительным, его можно использовать при возведении зданий для культурно-массовых и зрелищных мероприятий и спортивных сооружений, так как он лучше вписывается в эстетичный вид сооружения. Такие узлы хорошо смотрятся в интерьере зданий с использованием клееных деревянных конструкций.

### **СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ**

1. ТКП 45-5.05-146–2009. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск: РУП «Минсктиппроект», 2009. – 63 с.

2. ТКП 45-5.05-275-2012 «Деревянные конструкции. Правила расчета» / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск: РУП «Минсктиппроект» 2012, 111 с.

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

4. Фомичев В. Ф., Саяпин В. В., Оковитый А. В., Иванов В. А., «Методические указания по расчету и конструированию узловых

соединений по курсу «Конструкции из дерева из пластмасс» / БГПА – Мн.: 1993, 63 с.

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

6. Проектирование деревянных конструкций: учебное пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 536 с.

УДК 624

## Особенности расчета и конструирования подпорных стен

Гаврильчук Н.В.

Научный руководитель: Зверев В.Ф.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Подпорные стены используются в промышленном и гражданском строительстве для ограждения откосов и котлованов, а также в виде специальных сооружений: рамп, складов сыпучих материалов. По конструктивным особенностям различают массивные, уголковые железобетонные, гибкие (шпунтовые) и ячеистые подпорные стены.

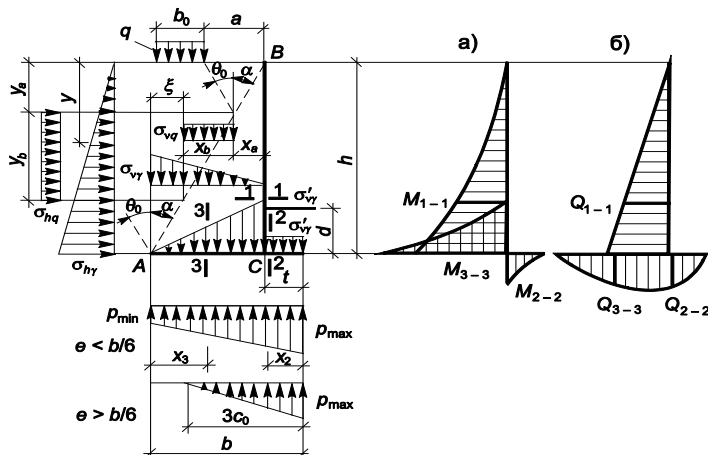


Рис. 1. Расчетная схема подпорной стены уголкового типа при расчете ее на прочность:

$a$  – изгибающие моменты;  $b$  – поперечные силы

Был проведен технико-экономический анализ подпорных стен. Выявлено, что наиболее экономичным решением является угловая подпорная стена, в свою очередь в настоящее время именно она и получила большое распространения в нашей стране и за рубежом.

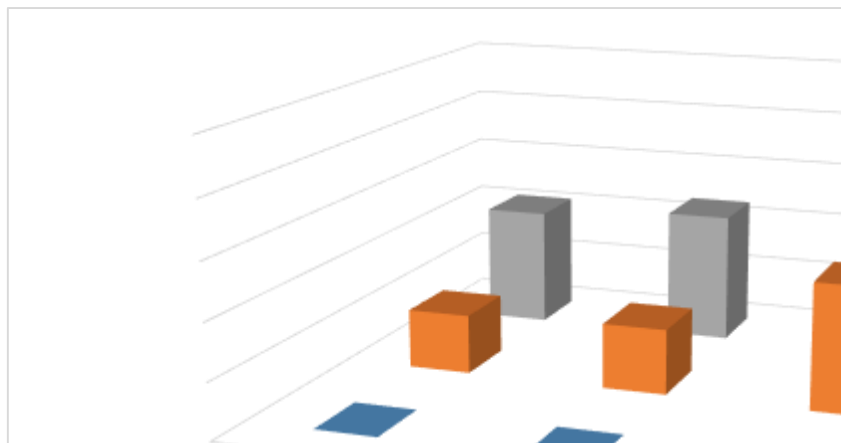


Рис. 2. Сравнение технико-экономических показателей различных видов подпорных стен.

Таблица 1.

Расход материалов в подпорных стенах.

Виды подпорных стен	Арматура, см <sup>2</sup>	Бетон, м <sup>3</sup>	Процент армирования, %
Угловая подпорная стена	0.00496	2.12	4.27
Массивная из бетонных блоков	0.00498	2.33	4.68
Шпунтовая подпорная стена	0.04890	4.5	9.22

Был проведен расчет угловых подпорных стен по ТКП 45-5.01-237-2011 и СНиП 2.09.03-85.

В результате расчета установлено:

1. Превышение расхода арматуры в подпорных стенах одного размера в стенке составляет по ТКП 45-5.01-237-2011 – 5,5 %

2. Превышение расхода арматуры в подпорных стенах одного размера в фундаментной плите составляет по ТКП 45-5.01-237-2011 1,87%

3. Общая разница в расчетах при сравнение расхода арматуры составляет 3,69 %.

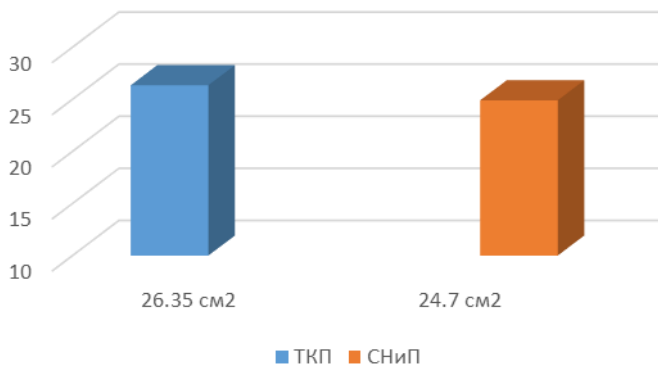


Рис. 3. Сравнение расчетов армирования в подпорной стенке по ТКП 45-5.01-237-2011 и СНиП 2.09.03-85

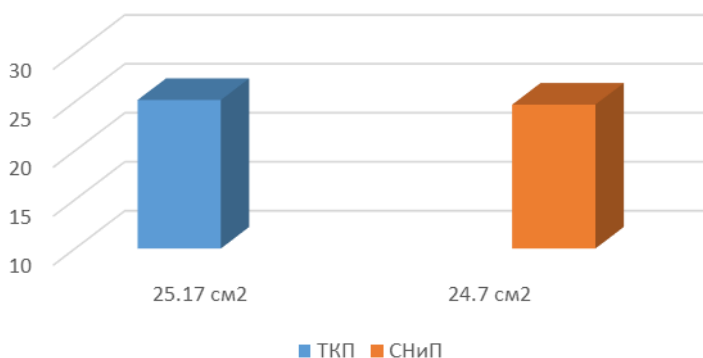


Рис. 4. Сравнение расчетов армирования в фундаментной плите по ТКП 45-5.01-237-2011 и СНиП 2.09.03-85

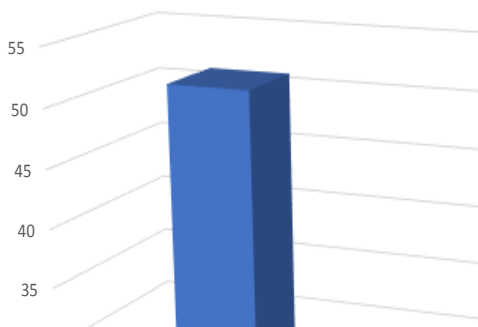


Рис. 5. Сравнение расчетов общего армирования по ТКП 45-5.01-237-2011 и СНиП 2.09.03-85

Таблица 2

Сравнение армирования по ТКП 45-5.01-237-2011 и СНиП 2.09.03-85

	ТКП 45-5.01-237-2011	СНиП 2.09.03-85	Разница
Общая площадь армирования	51,51 см <sup>2</sup>	49,60 см <sup>2</sup>	3,69%
Армирование в фундаментной плите	25,17 см <sup>2</sup>	24,7 см <sup>2</sup>	1,87%
Армирование в стенке	26,35 см <sup>2</sup>	24,9 см <sup>2</sup>	5,50%

Проведенный анализ конструктивных элементов существующих подпорных стен, позволил установить:

1. Наиболее экономичным являются угловые подпорные стены;
2. Расход арматуры в угловых подпорных стенах рассчитан по СНиП 2.09.03-85 и ТКП 45-5.01-237-2011, свидетельствует, о том что процент армирования рассчитанных подпорных стен составляет на 3,69% больше по ТКП 45-5.01-237-2011.
3. Данное исследование может быть положено в основу при корректировке нормативных документов по расчету и конструированию подпорных стен в соответствии с указом Президента от 05.06.2019 № 217 «О строительных нормах и правилах».

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Подпорные стены и крепления котлованов. Правила проектирования и устройства: ТКП 45-5.01-237-2011. -104 с.
2. Проектирование подпорных стен и стен подвалов: СНИП 2.09.03-85, 1990. -94 с.
3. Добромыслов А.Н. Примеры расчета конструкций железобетонных инженерных сооружений. Справочное пособие: - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010. – 272 с.
4. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011\* (02250) Еврокод / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 86 с.
5. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: ТКП EN 1991-1-1-2016 (33020). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2016. – 38 с.
6. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2009. – 40 с. – С изменениями 1, 2.
7. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009\* (02250). Еврокод 2 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 205 с.

УДК 691.327:666.973.3

### **Плиты перекрытий для малоэтажного строительства**

Гуйдо Е.А., Городецкая А.И., Мозговая К.С.

Научный руководитель: Мадалинский Г.Г.

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Рассмотрены плиты перекрытий в двух вариантах: с использованием арболита (П1) и с использованием крупнопористого керамзитобетона (П2).

Габариты и все внешние размеры плит в обоих случаях совпадают, что создает возможность их взаимозаменяемости. Длина плит принята 4400 мм, ширина 400 мм, что обеспечивает сочетаемость стеновых блоков и плит перекрытий. Высота (толщина) плит принята 200 мм, т.е. равной высоте ряда кладки стен из блоков.

С конструктивной точки зрения плита П1 имеет коробчатое сечение, заполненное арболитом. Участие арболита в восприятии нагрузки в расчете не учитывается. Роль арболита сводится к двум факторам: технологическому - обеспечивает удобство формирования железобетонного короба (как бы вместо опалубки или пустотообразователя), и эксплуатационному - обеспечивает звукоизоляцию междуэтажного перекрытия, улучшает теплоизоляцию чердачного перекрытия. Малый вес плиты допускает монтаж перекрытия легким автокраном на максимальном выносе стрелы. Кроме того, возможна развозка плит по перекрытию с помощью тележек.

Формовочная установка для изготовления плиты представлять собой виброплощадку с бортоснасткой и набор жестких поддонов. Продольные борты формовочной установки закрепляются на установке так, чтобы расстояние между ними фиксировалось тремя позициями. Вначале борты устанавливаются на поддоне так, чтобы расстояние между ними было равно 300 мм. В этой позиции на поддон укладывается нижняя арматурная сетка с фиксацией защитного слоя бетона и укладывается бетонная смесь нижнего слоя плиты с виброуплотнением. Затем поверх бетона укладывается арболит. После уплотнения арболита борты раздвигаются в обе стороны. Арболит, как показали опыты, при распалубке вертикальных граней сохраняет приданную форму. В этой позиции в зазоры между арболитом и бортами устанавливают арматурные каркасы, а поверх арболита арматурную сетку и производится бетонирование. Борты при этом раздвигаются дальше и освобождают поддон с отформованной плитой. Поддон с плитой краном снимается с формовочной установки и отправляется в камеру термообработки. Поперечные борты устанавливаются в форме в соответствии с заданной длиной плит. На данной установке можно формировать плиты различной длины.

Основные технико-экономические показатели. Расход конструктивного бетона - 0,15 м<sup>3</sup>, расход теплоизоляционного бетона - 0,16 м<sup>3</sup>, расход стали - 6,19 кг, расход стали на 1 м<sup>3</sup> бетона - 19,55 кг, вес элемента - 450 кг.



В отличие от арболита крупнопористый бетон может быть использован в комплексной конструкции плит не только как теплоизоляционный и звукопоглощающий материал, но и для восприятия нагрузки. Плита П2 в этом случае представляет собой трехслойную конструкцию, с нижним и верхним слоями из армированного тяжелого бетона и средним слоем из крупнопористого керамзитобетона. Вертикальные ребра в этом случае не требуются, равно как и вертикальные арматурные каркасы, что значительно упрощает технологию изготовления плит.

Плита изготавливается в индивидуальных формах с бортами. Формование - на виброплощадке. Для нижнего и верхнего слоев применяется малоподвижная бетонная смесь. В качестве крупного заполнителя может быть применен щебень или гравий с предельной крупностью 20 мм. Продолжительность вибрирования нижнего слоя примерно 10 с. для его разравнивания и уплотнения. При этом положения арматурной сетки должно быть зафиксировано для обеспечения требуемого защитного слоя.

Крупнопористый бетон должен быть уложен по свежему бетону нижнего слоя и уплотнен кратковременной (примерно 3 – 5 сек.) вибрацией. Затем укладывается верхняя арматурная сетка и бетонная смесь верхнего слоя, которую следует уплотнять прикапыванием сверху или разравнивать виброрейкой. Интенсивная виброобработка бетонной смеси верхнего слоя нежелательна из-за опасности проникания ее в поры керамзитобетона. Данная плита легче плиты с применением арболита и содержит меньше арматурной стали, однако для ее производства требуется керамзитовый гравий, тогда как для приготовления арболита используются древесные отходы. В предлагаемых плитах не предусмотрены монтажные петли. Погрузочно-разгрузочные операции и монтаж плит предусматривается выполнять с помощью фрикционного (челюстного) захвата.

По сравнению с широко используемыми железобетонными плитами перекрытий, изготавливаемыми на виброустановках с пустообразователями или на стендах фирмы "Макс Рот", рекомендуемые плиты имеют значительные преимущества, поскольку сконструированы с учетом специфики малоэтажного строительства.

Основные технико-экономические показатели. Расход конструктивного бетона –  $0,1 \text{ м}^3$ , расход теплоизоляционного бетона –

0,23 м<sup>3</sup>, расход стали – 4,07кг, расход стали на 1 м<sup>3</sup> бетона – 11,93 кг, вес элемента – 370 кг.

Освоению производства плит и их массовому использованию в строительстве должны предшествовать испытания натуральных образцов на прочность, жесткость и трещиностойкость, по результатам которых возможна некоторая корректировка рабочих чертежей и технологии.

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ицкович, С.М. Крупнопористый бетон. - М.: Стройиздат, 1977.- 117 с.
2. Ицкович, С.М., Горячева, И.А. Крупнопористый бетон для современного строительства // Тезисы докладов 111 Всесоюзной конференции по легким бетонам. - М.: Стройиздат, 1985. - С. 131-132.

УДК 624

### **Практика применения механических соединений арматуры при строительстве Гостинично-делового комплекса с теннисным центром в границах пр. Победителей – пер. Весинка в Минске**

Ерш И.А.

Научный руководитель: Латыш В.В.

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

**Общие сведения.** В настоящее время в международной практике строительства широкое распространение получил метод механического соединения арматуры по длине с использованием резьбовых или обжимных муфт. Учитывая международный опыт, применение механического соединения арматуры с использованием резьбовых муфт реализовано в национальных ТНПА. Однако если в европейских строительных нормах [2] и [3] применение механических соединений арматуры носит по большей части рекомендательный характер, то в белорусских ТНПА [1] применение резьбовых муфт является обязательным. Так, в соответствии с п. 4.2.4 [1] соединения арматуры следует выполнять в соответствии с проектной документацией и требованиями ТНПА. Стыковые соединения рабочей вер-

тикальной арматуры диаметром от 20 до 40 мм монолитных фундаментов и вертикальных монолитных конструкций (колонны, диафрагмы жесткости, стены и др.) следует выполнять с использованием муфт по СТБ 2152. Соединение вышеуказанной арматуры внахлест не допускается.

В соответствии с [1], в проектной документации объекта «Гостинично-деловой комплекс с теннисным центром в границах пр. Победителей-пер. Веснинка в г. Минске», разработанной УП «Белпромпроект», предусмотрено стыковка арматуры колонн с использованием резьбовых муфт по СТБ 2152.

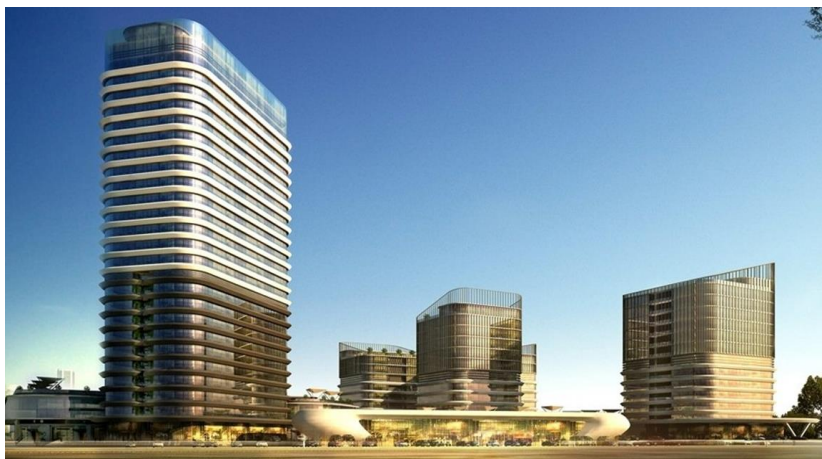


Рис. 1. Гостинично-деловой комплекс

Настоящая статья подготовлена с целью обоснования возможности замены стыковых соединений арматуры с помощью муфт, стыковыми соединениями арматуры по высоте внахлест, а также устранения несоответствий в ТНПА.

**Трудности применения стыкового соединения с помощью муфт.** Практика строительства объекта «Гостинично-деловой комплекс с теннисным центром в границах пр. Победителей-пер. Веснинка в г. Минске» показала отсутствие возможности применения такого типа соединения на стройке. Причинами этого явилось трудоемкость нарезки резьбы на выпусках арматуры колонн, высокая стоимость соединительных муфт, а также неготовность строительных организаций как технологически (отсутствие оборудования), так и

организационно (отсутствие обученного персонала) к выполнению стыка посредством резьбовых муфт.

В процессе согласования отступления от требования норм, компромиссным решением стала замена в стыке резьбовых муфт на обжимные муфты. После получения данного согласования подрядчик приступил к возведению монолитного железобетонного каркаса здания с применением стыка арматуры по средствам обжимных муфт. Однако и это решение впоследствии стало неприемлемым из-за значительного снижения темпов строительства железобетонного каркаса здания.

Практика строительства выявила основной недостаток применения стыковых соединений арматуры с помощью обжимных или резьбовых муфт. Это отсутствие возможности укрупненной сборки арматурных каркасов колонн на заготовительном арматурном участке и последующая их установка на монтажном горизонте. В результате этого арматурный каркас колонны необходимо было собирать непосредственно в месте его установки поэлементно, т.е. в вертикальное положение последовательно устанавливается и стыкуется каждый арматурный стержень, после чего происходит вязка поперечной арматуры. Причем обжатие соединительной муфты производится за два этапа:

- первый этап: муфта на заготовительном участке устанавливается на арматурный стержень и затем обжимается в горизонтальном положении;

- второй этап: стержень подается к месту сборки арматурного каркаса колонны и стыкуется с выпуском арматуры. После выверки положения арматурного стержня производится окончательное обжатие соединительной муфты в вертикальном положении (см. рис. 3).

Так же немаловажным является необходимость возведения строительных лесов в месте сборки арматурного каркаса колонны, что так же увеличивает продолжительность работ.

Учитывая выше приведенные недостатки механического соединения арматуры с использованием обжимных муфт единственным решением, позволяющим повысить темпы строительства, являлось применение типа соединения арматуры внахлест без сварки. Однако данное решение противоречит положениям [1].

В свою очередь со стороны технических-нормативно правовым актов (ТНПА) по проектированию и расчету железобетонных кон-

струкций [2], [3] отсутствуют жесткие требования по ограничению применения стыковых соединений арматуры внахлест (без сварки).

Для согласования отступлений от требований ТНПА и специальных технических условий был подготовлен отчет-обоснование, предусматривающий устройство компенсирующих мероприятий при замене стыковых соединений арматуры при помощи муфт стыковыми соединениями арматуры внахлест. Благодаря проделанной работе, впоследствии было получено согласование РУП «Институт БелНИИС» и Министерства строительства и архитектуры РБ на применение метода стыковки арматуры внахлест.

**Выводы.** На основании проведенного анализа сопоставляемых типов соединения арматуры, а также изучения фактических данных проекта и условий производства строительных работ, можно сделать следующие выводы:

1. Технические нормативно правовые акты по проектированию строительных конструкций не содержат требований, жестко ограничивающих применение стыковых соединений арматуры внахлест (без сварки) при диаметре до 40 мм.

2. Стык арматуры внахлест (без сварки) является более простым и хорошо контролируемым способом соединения арматуры.

3. Стык арматуры внахлест (без сварки) имеет более высокий расход арматуры по сравнению с соединением на муфтах.

4. Согласно сложившейся практике строительства соединение арматуры механическим способом при помощи резьбовых и обжимных муфт применяется для снижения затрат на устройство стыка и является экономически оправданным при диаметре арматуры 25 мм и более. Однако экономическая эффективность данного вида соединения может быть полностью исключена в случае нерационального конструирования (наличие отходов арматуры при неграмотной раскройке поставляемых стержней).

6. Изготовление арматурного каркаса со стыком арматуры при помощи муфт имеет более высокую продолжительность (в 2.8 раз) и трудоемкость работ (в 4.2 раз) по сравнению с соединением внахлест.

7. Учитывая количество колонн в пределах этажа (18 шт.) и этажность здания гостиницы (24 эт.), общая продолжительность возведения железобетонного каркаса в случае применения стыка арматуры внахлест может быть уменьшена примерно на 1 месяц.

**Заключение.** Способ соединения арматуры должен быть назначен проектировщиком с учетом требований ТНПА по проектированию и производству работ и должен обеспечивать оптимальную трудоемкость арматурных работ.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП 45-5.03-131-2009 «Монолитные бетонные и железобетонные конструкции. Правила возведения».-Мн.: Стройтехнорм, 2009 г. – 23 с.

2. ТКП EN 1992-1-1-2009 «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий».-Мн.: Стройтехнорм, 2009 г. – 192 с.

3. СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции».-Мн.: Стройтехнорм, 2002 г. – 274 с.

4. Отчет по теме «Обоснование замены стыковых соединений арматуры при помощи муфт стыковыми соединениями арматуры внахлест (без сварки)» Шифр: 16-003-Мф II редакция. –Мн.: ООО «Проектно-инжиниринговая компания «Ситик-Белпром», 2017 г. – 27 с.

УДК 624.012

#### **Применение постнапряжения в монолитных перекрытиях**

Змитрович М.А.

Научный руководитель: Зверев В.Ф.

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

В настоящее время все большее количество зданий и сооружений в нашей стране выполняются с использованием монолитного железобетона. Широкое распространение и внушительные перспективы в современной строительной практике получило использование предварительного напряжения арматуры в построечных условиях при возведении монолитных пролётных конструкций.

Предварительное напряжение производится как без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, так и со сцеплением. Для данных систем различается не только технологическая последовательность,

номенклатурный ряд материалов и изделий, комплект оборудования, но и методы расчета.

При отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, как правило, используются канаты диаметром от 12 до 15,7 мм, где каждый канат имеет индивидуальную пластиковую оболочку со смазкой. Данная схема каната получила название «моностренд».

Канат в конструкции раскладывается между верхней и нижней сеткой арматуры в соответствии с формой эпюры изгибающих моментов (линией главных растягивающих напряжений). Передача осевых усилий на бетон осуществляется за счет установки на торцах отрезка каната анкерных устройств, потому особенно пристальное внимание должно быть уделено как качеству данных компонентов системы, так и защите анкерных зон от коррозии, обеспечению достаточной прочности бетона в местах передачи нагрузки. Захват каната на анкере осуществляется при помощи клинового цангового захвата. Принцип работы цангового захвата заключается в том, что при передаче напряжения на канат цанговой захват расклинивается в посадочной конусообразной выемке анкера и, обжимая канат, за счет имеющейся на цанге насечки (фрикционной резьбы) фиксирует канат.

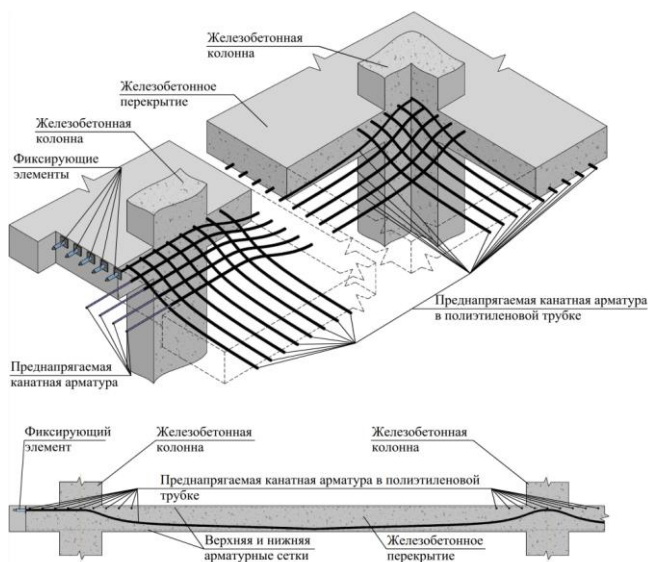


Рис. 1. Фрагмент монолитного преднапряженного перекрытия в разрезе

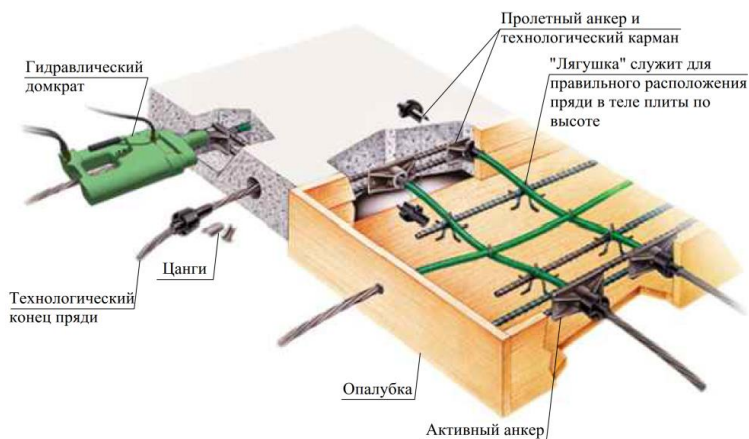


Рис. 2. Принципиальная схема системы предварительного напряжения в построечных условиях «моностренд»

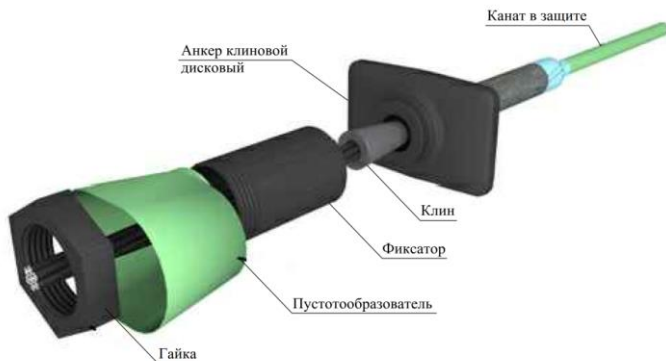


Рис. 3. Детали системы постнапряжения «моностренд»

За счет наличия смазочного состава достигается минимальный коэффициент трения каната о стенки канала и соответственно минимальные потери от трения. За счет конструктивной схемы данная система имеет минимальные габариты и может быть использована для тонких конструкций. Максимальный диаметр каната в оболочке (для диаметра 15,7 мм) составляет всего 20 мм по внешнему диаметру оболочки.



В случае, когда напрягаемая арматура имеет сцепление с окружающим бетоном, каналобразователь, выполняемый из трубы из гофрированной стали или пластика, после натяжения находящихся в нем канатов заполняется безусадочным цементным раствором, обеспечивающим дальнейшую защиту канатов и передачу усилия с канатов на бетон конструкции по всей длине каната.

Технология монтажа системы предварительного напряжения со сцеплением с бетоном состоит из следующих технологических процессов:

1. Монтаж анкерных узлов, каналобразователей, протягивание напрягаемой арматуры.
2. Натяжение канатной арматуры после набора бетоном достаточной передаточной прочности.
3. Консервация анкерных ниш бетоном.
4. Проверка на герметичность (пневмоиспытания) каналобразователей.
5. Инъектирование каналобразователей цементным раствором.



Рис. 4. Принципиальная схема анкерного узла системы «мультистренд»

При инъекции каналов длиной более 10 метров цементным раствором, рекомендуется обеспечить дополнительные промежуточные клапаны и трубки для выхода воздуха в низких и высоких точках канала.

В отличие от системы преднапряжения без сцепления арматуры с бетоном в системе со сцеплением натягиваются не отдельные канаты, а пучки канатов. Как показывает практика, нецелесообразно

применение каналов менее чем с четырьмя канатами за счет большого количества операций и вспомогательных элементов.

Очевидно, что применение системы предварительного напряжения со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном целесообразно в конструкциях достаточно больших габаритов.

В настоящее время наиболее совершенной является система предварительного напряжения без сцепления арматуры с бетоном, использующая пряди в оболочке из экструдированного полиэтилена высокой прочности (ПЭВП) со смазкой.

В общем случае, для натяжения канатов применяют однопрядные и многопрядные домкраты, которые позволяют выполнить одновременное натяжение, соответственно, одиночного каната или целого пучка.

Из-за особенностей технологии постнапряжения, наиболее эффективно ее применение в случае возведения:

- перекрытий паркингов, промышленных, торговых и офисных зданий;
- перекрытий жилых зданий с площадью помещений более 100 м<sup>2</sup>;
- ригелей перекрытия;
- железобетонного несущего ядра многоэтажных зданий;
- каркасов зданий в сейсмически опасных районах, либо подверженных влиянию динамических воздействий;
- оболочек перекрытий спортивных комплексов;
- аэродромных покрытий.

Следует отметить следующие преимущества применения постнапряжения:

- значительное сокращение расхода материалов (бетона и арматуры);
- улучшение структурной целостности конструкции за счет использования непрерывных арматурных тросов;
- повышение качества контроля над образованием трещин, прогибов и деформаций за счет постоянной нагрузки на тросы;
- снижение общей высоты сооружений, сокращение нагрузок на фундамент и увеличение длины пролетов благодаря снижению толщины перекрытий, что выгодно отличает эти сооружения от традиционных конструкций, выполненных из железобетона;

– устранение проблемы ненадежности соединений сборных элементов благодаря выполнению монолитных соединений между плитами перекрытий, балками и колоннами;

– снижение общего количества деформаций и сбалансированность вертикальных нагрузок благодаря использованию профилирования тросов;

– уменьшение общего веса сооружений, что чрезвычайно важно для зон повышенной сейсмической активности;

– возможность производства мониторинга состояния конструкций и значительное увеличение их ремонтнопригодности.

Исходя из вышесказанного и опираясь на практический опыт, можно сделать вывод, что предварительное напряжение железобетона демонстрирует новые возможности для снижения материалоемкости, трудоемкости и энергоемкости строительства, а также определяет перспективу развития железобетона в качестве материала для возведения современных зданий и сооружений.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009\* (02250). Еврокод 2 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 205 с.

2. Портаев, Д. В. Расчет и конструирование монолитных предварительно напряженных конструкций гражданских зданий / Д. В. Портаев. – М.: Изд-во ассоциации строит. вузов, 2011. – 247 с.

3. Латыш, В. В. Технология предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций в построечных условиях: учеб. пособие / В. В. Латыш, С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2006. – 53 с.

4. Леонович, С. Н. Технология предварительного напряжения железобетонных конструкций в построечных условиях / С. Н. Леонович, И. И. Передков, А. И. Сидорова. – Минск: БНТУ, 2018. – 279 с.

**Методика определения коэффициента сопротивления сжатию  
каменного сечения  $\Phi$ .**

Калишук Е. В., Гринёв Е. В.

Научный руководитель: Гринёв В. В.

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение.** Республика Беларусь отказалась с 01.01.2018 г. от СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции». Нашей задачей было сравнение методик расчета сжатых каменных конструкций, а именно определение коэффициента уменьшения сечения  $\Phi$  (коэффициента продольного изгиба).

Мы рассматривали источники, используемые в учебном процессе подготовки бакалавров немецкоязычных стран [2,3]. Принимаем по выбранным критериям частный коэффициент характеристик свойств материала,  $\gamma_m=2.2$  таб. 6.1 [1].

В качестве кладочного изделия принят кирпич керамический полнотелый (250x120x65).

Определяем по таб. 7.4 [1] характеристическое значение прочности при сжатии каменной кладки из керамических изделий группы 1 составляет  $f_k=7.0$  МПа, следом определяем расчетное значение  $f_d = f_k/\gamma_m=7.0 / 2.2 = 3.2$  МПа (при армировании столба расчетная прочность кладки  $f_{dr} \leq f_d \cdot 2 = 3.2 \cdot 2 \leq 6.4$  МПа).

Сбор нагрузок на кирпичный столб ведется аналогично сбору нагрузки на сборную колонну (монолитную) согласно примера, приведенного в пособии по расчету сборной колонны.

Дано: сетка столбов  $6.2 \times 6.4$  м (рис. 1); составы покрытия и перекрытий, согласно курсового проекта; количество этажей  $n = 5$ ; высотная отметка второго этажа  $+ 4.500$  м; сечение ригеля представлено на рис. 2; обрез фундамента на отм.  $- 0.150$  м; бетон ригеля класса С25/30. Предполагаемый район строительства здания – г. Минск. Высота местности над уровнем моря  $A = 235$  м.

***Определение предварительных габаритов армированных и неармированных столбов.***

Из продольного усилия  $N_{Ed,2} = 2755$  кН, полученного при сборе нагрузок на ж/б колонну, выражаем необходимую площадь каменно-

го столба, путем замены собственного веса ж/б колонны ( $G_{d,колонны} = 23.4$  кН), весом столба.

$$(N_{Ed,2} - G_{d,колонн} \cdot n) + G_{d,столба} \cdot n \leq f_d \cdot A_{столба}$$

$$(N_{Ed,2} - G_{d,колонны} \cdot n) + A_{столба} \cdot h_2 \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot n \leq f_d \cdot A_{столба}$$

$$A_{столба\ треб.} \geq \frac{N_{Ed,2} - G_{d,колонны} \cdot n}{f_d - h_2 \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot n} = \frac{2755 - 23.4 \cdot 5}{3.2 \cdot 10^3 - 3.9 \cdot 18 \cdot 1.35 \cdot 5} = 0.965 \text{ м}^2,$$

где  $A_{столба\ треб.}$  – площадь сечения столба,

$\rho$  – плотностью кладки 18 кН/м<sup>3</sup>.

Размеры столба принимаем из параметрического ряда: 510 мм (250мм+10 мм +250 мм); 640 мм (250 мм + 10 мм + 250 мм + 10 + 120 мм); 770 мм (250 мм + 10 мм + 250 мм + 10 мм + 250 мм); 900 мм (250 мм+10 мм+250 мм+10 мм+250 мм+10мм +120 мм); и так далее, где 250 мм ложка кирпича, 120 мм тычок кирпича, 10 мм растворный шов. Для найденной площади  $A_{столба\ треб.} = 0.965$  м<sup>2</sup> примем столб с размерами 1030×1030 мм (4 кирпича) площадь  $A_{столба} = 1.0609$  м<sup>2</sup>.

#### Расчет неармированного столба.

Выполним расчет неармированного столба в пределах первого этажа, собственный вес которого равен:

$$G_{d,столба} = b \cdot h \cdot h_2 \cdot \rho \cdot \gamma_F = 1.03 \cdot 1.03 \cdot 3.9 \cdot 18 \cdot 1.35 \approx 99 \text{ кН.}$$

Усилие в столбе в пределах первого этажа пятиэтажного здания:

– от постоянных нагрузок при расчете по несущей способности:

$$\begin{aligned} G_{d,1} &= G_{d,покрыт} + (n-1) \cdot G_{d,перекр} + n \cdot G_{d,столба} = \\ &= 200 + (5-1) \cdot 248 + 5 \cdot 99 = 1687 \text{ кН;} \end{aligned}$$

– от переменных при расчете по несущей способности:

$$Q_{d,1} = (n-1) \cdot \alpha_A \cdot \alpha_n \cdot Q_{d,перекр} = (5-1) \cdot 0.75 \cdot 0.85 \cdot 625 = 1594 \text{ кН,}$$

$$Q_{d,2} = Q_{d,покрыт} = 76 \text{ кН.}$$

Расчетные сочетания усилий:

$$N_{Ed,1} = G_1 + \sum \psi_0 \cdot Q = 1687 + 0.7 \cdot 1594 + 0.6 \cdot 76 = 2848 \text{ кН;}$$

$$N_{Ed,2} = \xi \cdot G_1 + Q_d + \sum \psi_0 \cdot Q = 0.85 \cdot 1687 + 1594 + 0.6 \cdot 76 = 3074 \text{ кН.}$$

где  $Q_d$  – доминирующая переменная нагрузка.

Наиболее невыгодным при расчете по несущей способности является *второе* сочетание –  $N_{Ed,2} = 3074$  кН.

Сечение столба принято постоянным по высоте здания, на практике, сечения столбов на вышележащих этажах уменьшают, пропорционально уменьшению продольного усилия.

Проверим действующие нормальные напряжения в кладке у основания столба пятого этажа.

$$\sigma_k = \frac{N_{Ed,2}}{A_{столба}} = \frac{3074}{1.0609} = 2.898 \text{ МПа} \leq f_d = 3.2 \text{ МПа}$$

Условие выполняется, следовательно, предварительно принятое сечение столба верное.

Выполним проверку прочности столба с учетом значения коэффициента уменьшения  $\Phi$  п. 10.1.2.1.2 [1].

В связи с тем, что столб работает как стержень в составе пространственного каркаса здания, в нем возникают моменты от усилий вышележащего этажа (передача нагрузки от двух ригелей происходит с эксцентриситетом. Расчетная схема для расчета столба представлена на рис. 1.

$w_3$  - погонная нагрузка приходящая на ригель первого этажа, слева от столба состоит из:

- постоянной  $248 / 6.4 = 38.8$  кН/м,

где 248 кН – постоянная нагрузка от всей грузовой площади ( $6.4 \times 6.2$  м);

- временной (функциональной)  $625 / 6.4 = 97.7$  кН/м.

где 625 кН – временная нагрузка от всей грузовой площади ( $6.4 \text{ м} \times 6.2 \text{ м}$ ).

$w_4$  - погонная нагрузка приходящая на ригель справа от столба состоит из:

- постоянной составляющей  $248 / 6.4 = 38.8$  кН/м.

- временной (функциональной)  $625 / 6.4 = 97.7$  кН/м.

Ригели к столбу примыкают симметрично, а функциональная нагрузка приложена ассиметрично, т.е. слева функциональная нагрузка равна 0.



Момент инерции поперечного сечения столба сечением  $1030 \times 1030$  мм –  $I_1 = I_2 = 1.03 \cdot 1.03^3 / 12 = 0.094$  м<sup>4</sup>.

Момент инерции поперечного сечения ригеля таврового сечения –  $I_3 = I_4 = 0.00768$  м<sup>4</sup>.

Значения изгибающих моментов в верхнем сечении столба (под ригелями см. рис. 2) могут быть определены МКЭ с помощью программных комплексов или упрощенным методом в соответствии с [1] (Приложением Д).

$$M1 = \frac{\frac{\eta_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1}}{\frac{\eta_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1} + \frac{\eta_2 \cdot E_2 \cdot I_2}{h_2} + \frac{\eta_3 \cdot E_3 \cdot I_3}{L_3} + \frac{\eta_4 \cdot E_4 \cdot I_4}{L_4}} \cdot \left[ \frac{w_3 \cdot L_4^2}{4 \cdot (\eta_4 - 1)} - \frac{w_4 \cdot L_3^2}{4 \cdot (\eta_3 - 1)} \right] =$$

$$\frac{6.499 \cdot 10^5}{6.499 \cdot 10^5 + 6.749 \cdot 10^5 + 1.716 \cdot 10^5 + 1.716 \cdot 10^5} \cdot [328.02 \cdot 10^5 - 93.239 \cdot 10^5] = 91,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $h_1 = 4050$  мм,  $h_2 = 3900$  мм – высота столбов;

$L_3 = L_4 = 5370$  мм – длина в свету ригелей;

$\eta_1 = \eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 4$ ;  $E_1 = E_2 = 7000$  МПа модуль упругости столбов;

$E_3 = E_4 = 30000$  МПа – модуль упругости левого, правого ригелей;

$I_1 = I_2 = 0.094$  м<sup>4</sup> момент инерции столбов;

$I_3 = I_4 = 0.00768$  м<sup>4</sup> момент инерции ригелей, см. рис. 1.

С определенной долей вероятности распределения момента по высоте столба будет выглядеть в соответствии с рис. 2.

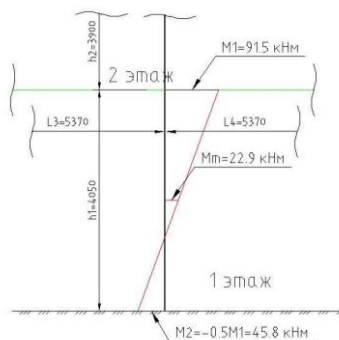


Рис.2. К определению моментов в столбе



Для дальнейших расчетов примем  $M_1 = 91.5$  кНм. Согласно Д.3 [1] изгибающий момент уменьшим на коэффициент  $\eta$ .

$$\eta = (1 - \frac{k_m}{4}) = 0.935$$

$$k_m = \frac{\frac{\eta_3 \cdot E_3 \cdot I_3}{L_3} + \frac{\eta_4 \cdot E_4 \cdot I_4}{L_4}}{\frac{\eta_1 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1} + \frac{\eta_2 \cdot E_2 \cdot I_2}{h_2}} = 0.259 \leq 2$$

$$M_{Ed} = M_1 \cdot \eta = 91.5 \cdot 0.935 = 85.6 \text{ кНм}$$

Суммарный эксцентриситет приложения нагрузки по верхней грани столба:

$$e_1 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + e_{he,1} + \frac{h_{ef}}{450} = \frac{85.6}{2662} + 0 + \frac{3.038}{450} = 0.039 \text{ м} \leq 0.05 \cdot t = 0.052 \text{ м},$$

где  $N_{Ed}$  – расчетное значение продольного усилия в верхнем сечении столба (под ригелями), равно максимальному продольному усилию  $N_{Ed,2}$  за вычетом массы столба первого этажа и функциональной нагрузки с левого ригеля.

$$N_{Ed} = N_{Ed,2} - G_{d,столба} - 97.7 \cdot \frac{6.4}{2} = 3074 - 99 - 97.7 \cdot \frac{6.4}{2} = 2662 \text{ кН}.$$

Так как гибкость столба менее 15 (п. 10.1.2.2.2) эксцентриситет вследствие ползучести принимается равным 0.

Для дальнейших расчетов примем  $e_1 = 0.052$  м

Определение значения коэффициента уменьшения  $\Phi_1$ .

$$\Phi_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_1}{t} = 0.899$$

Проверяем условие:

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= A_{столб} \cdot \Phi_1 \cdot f_d = \\ &= 1.0609 \cdot 0.899 \cdot 3.2 = 3052 \text{ кН} \geq N_{Ed,2} = 3074 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Условие не соблюдается, недобор прочности составляет 0.7%, что допустимо с учетом возможного уменьшения сечения столбов на вышележащих этажах.

Теперь просчитаем этот же столб используя упрощенную формулу по определению коэффициента уменьшения  $\Phi$ . /2/страница D10

$$\Phi_1 = 0.9 \cdot \frac{a}{t} = 0.9 \cdot \frac{1.030}{1.030} = 0.9$$

$$\Phi_2 = 0.85 \cdot \left(\frac{a}{t}\right) - 0.0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)^2 = 0.85 \cdot \frac{1.030}{1.030} - 0.0011 \cdot \left(\frac{3.038}{1.030}\right)^2 = 0.8404$$

$$\Phi = \min (\Phi_1, \Phi_2) = \Phi_2 = 0.8404$$

Разница между рассчитанными коэффициентами  $\Phi = 0,8404$  и  $\Phi_1 = 0,899$  составляет 6.5%,

где  $a = 1.03\text{м}$  - величина опирания перекрытия на стену;

$t = 1.03$  толщина столба в плоскости опирания;

$h_{ef} = h_{\text{этажа}} \cdot p_2 = 4.050 \cdot 0.75 = 3.038 \text{ м}$ ;

$p_2 = 0.75$ -понижающий коэффициент.

Проверяем условие:

$$N_{Rd} = A_{\text{столб}} \cdot \Phi \cdot f_d = 1.0609 \cdot 0.8404 \cdot 3.2 = 2853 \text{ кН} \geq N_{Ed,2} = 3074 \text{ кН}$$

Условие не соблюдается, недобор прочности составляет 7.2%.

**Вывод.** Расчет по определению коэффициентов  $\Phi$  двумя способами показал расхождение 7.2% при определении прочности каменного столба. Рамный метод определения  $\Phi$  более трудоемкий. Эффект точного расчета  $\Phi$ , незначителен при определении окончательного сечения сжатого каменного элемента кратно размера камня.

Инженер вправе выбирать более оптимальный метод при определении коэффициента  $\Phi$ .

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП 45-5.02-308-2017. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования. Минск 2017.
2. Gewerk Mauerwerksbau: richtig ausführen - Fehler vermeiden. Helmut Bruckner. Fraunhofer-IRB-Verlag, 2002.
3. Mauerwerk-Kalender 2014. Bemessen, Bewehren, Bestigen.

**Сравнительный анализ расчета элементов стальных конструкций сплошного сечения по СП 16.13330.2017 и ТКП EN 1993-1-1-2009**

Карзюк Т.В.

Научный руководитель: Жабинский А.Н  
Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В настоящее время в Республике Беларусь расчет стальных конструкций можно выполнять по ТКП EN 1993-1-1 и СНиП II-23-81. В Российской Федерации расчет стальных конструкций ведут в соответствии со Сводом Правил СП 16.13330, актуализированной редакцией СНиП II-23-81 и гармонизированными по ряду положений с Еврокодом. Учитывая интеграционные связи Республики Беларусь с Россией, определенный интерес представляет работа по оценке несущей способности сечений стальных конструкций, рассчитанных по правилам ТКП EN и СП РФ.

Как известно расчет стальных конструкций по ТКП EN и СП РФ выполняется по предельным состояниям, однако методики определения несущей способности по этим двум правилам в ряде случаев значительно отличаются. Это связано в первую очередь в подходах к определению частных коэффициентов надежности, классам сечений, расчетам элементов с учетом пластической стадии работы материала, расчетам по проверке общей и местной устойчивости элементов и их сечений и других положений.

Расчет конструкций в соответствии с СП достаточно прост при использовании, доступен для понимания, позволяет достаточно быстро оценить несущую способность элемента. Расчет по ТКП EN более сложен и достаточно трудоемок, требует использования специальных программных комплексов.

В данной статье приведена только часть проделанной работы над темой магистерской диссертации по сравнительному анализу расчета по двум нормам СП РФ и ТКП EN 1993-1-1, приведены результаты расчета стальных конструкций сплошного симметричного сечения из прокатных профилей, полученные в соответствии со Сводом правил СП 16.13330 РФ и правилами

Еврокода 3 – ТКП EN 1993-1-1, на прочность, общую устойчивость, на центральное и внецентренное растяжение и сжатие, на изгиб в упругой и пластической стадиях работы. Результаты расчета сведены в таблицу 1. Для анализа для всех элементов принята сталь С245 по ГОСТ 27772-2015 и другие одинаковые условия, характеризующие элемент. Сталь по этому ГОСТ по химическому составу и механическим характеристикам не уступает сталям, применяемым в соответствии с Еврокодами.

Таблица 1

Результаты расчета

СП 16.13330.2017		ТКП EN 1993-1-1-2009	
Центрально-сжатые элементы (расчет на прочность) Сечение: двугавр №40К2 ГОСТ 26020-83			
$N_{c,Rd} = 4809,9 \text{ кН}$	100 %	$N_{c,Rd} = 4594,6 \text{ кН}$	95,5 %
Центрально-растянутые элементы (расчет на прочность) Сечение: двугавр №55 ГОСТ 8239-89			
$N_{pl,Rd} = 2548,8 \text{ кН}$	100 %	$N_{pl,Rd} = 2841,2 \text{ кН}$	111,5 %
Изгибаемые элементы (расчет на прочность) Сечение: двугавр №26Б2 ГОСТ 26020-83			
$M_{pl,Rd} = 83,42 \text{ кНм}$	100 %	$M_{pl,Rd} = 83,15 \text{ кНм}$	99,7 %
СП 16.13330.2017		ТКП EN 1993-1-1-2009	
Внецентренно-сжатые элементы (расчет на прочность) Сечение: двугавр №50 ГОСТ 8239-89			
$\sigma = 213,7 \text{ Н/мм}^2$	100 %	$\sigma = 189,98 \text{ Н/мм}^2$	88,9 %
Центрально-сжатые элементы (расчет на устойчивость). Сечение: двугавр №30К1 ГОСТ 26020-83, $l = 5,0 \text{ м}$			
$N_{b,Rd} = 1925,6 \text{ кН}$	100 %	$N_{b,Rd} = 1687,3 \text{ кН}$	87,6 %
Изгибаемые элементы (расчет на устойчивость). Сечение: двугавр №40Б1 ГОСТ 26020-83, $l = 5,0 \text{ м}$			
$M_{b,Rd} = 87,3 \text{ кНм}$	100 %	$M_{b,Rd} = 95,96 \text{ кНм}$	109,9 %
Внецентренно-сжатые элементы (расчет на устойчивость). Сечение: двугавр №40ШЗ ГОСТ 26020-83, $l = 8,5 \text{ м}$			
В плоскости $\sigma = 125,7 \text{ Н/мм}^2$	100 %	В плоскости $\sigma = 97,3 \text{ Н/мм}^2$	77,4 %
Из плоскости $\sigma = 212 \text{ Н/мм}^2$	100 %	Из плоскости $\sigma = 167,9 \text{ Н/мм}^2$	79,2 %

Анализ полученных результатов показывает, что расчет несущей способности сплошных сечений, рассчитанных по СП РФ и ТКП EN 1993-1-1, дает довольно близкие результаты, что свидетельствует о достаточной степени надежности. Для полной оценки несущей способности элементов стальных конструкций по двум документам требуется более детально проанализировать расчет на устойчивость сплошных прокатных и составных стержней на центральное и внецентренное сжатие при низкой, средней и высокой гибкости разных классов сечений, в том числе, провести сопоставительный анализ расчета составных сквозных стержней на прочность и устойчивость. Полученные результаты позволят получить полную картину по оценке несущей способности стальных конструкций, рассчитываемых по Своду Правил РФ, актуализированной редакции СНиП II-23-81 и возможности его (СП) использования в Республике Беларусь.

УДК 624

**Использование металлических зубчатых пластин „МІТЕК“  
в узловых сопряжениях элементов деревянных ферм покрытия  
торгового объекта**

Коленда Е.Т.

Научный руководитель: Фомичев В.Ф.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В современном малоэтажном строительстве в покрытиях зданий довольно часто в качестве конструкционного материала применяется древесина. Наиболее технологичным решением является использование в покрытиях решетчатых дощатых конструкций, где узловые соединения решаются посредством запрессовки в смежные деревянные элементы различных соединительных деталей.

Уже со второй половины 20 века многочисленные западные фирмы для этих целей стали использовать металлические зубчатые пластины (МЗП), которые получают путем штамповки из стального листа с образованием отогнутых зубьев. Они различались по формам, по профилю зубьев и их ориентации на пластине, и др.

В СССР в 80-х годах прошлого века были проведены необходимые работы в этом направлении и разработаны рекомендации по применению двух исследованных типов МЗП.

По инициативе СООО «Каркасные строительные технологии» в Республику Беларусь были завезены для использования в строительстве несколько типов МЗП «МІТЕК», производимых в Чешской Республике в городе Брно.

Перед широким применением таких МЗП в практике строительства в Республике Беларусь по заявке СООО «Каркасные строительные технологии» в 16-м учебном корпусе БНТУ были проведены испытания блока из двух стропильных деревянных ферм длиной 27,67 м.

Заказчиком была разработана схема испытания такого блока, проектная документация на стропильные фермы, а также выполнены работы по изготовлению испытываемой конструкции.

В результате проведенных испытаний блока из двух стропильных деревянных ферм установлено, что данные конструкции отвечают всем требованиям, как по прочности, так и по жесткости. Следовательно, зубчатые пластины «МІТЕК» могут применяться в решетчатых деревянных системах на территории Республики Беларусь.

УДК 624.012.45

### **Сравнение методик расчетов отдельностоящих фундаментов по национальным приложениям Республики Беларусь и Германии**

Крюковский А.П., Мордач Е. С.

Научный руководитель: Гринев В.В.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

**Введение.** В данной статье рассмотрены отличия в расчете отдельностоящего фундамента под сборную колонну крайнего ряда по немецким норма и традиционным методикам расчета используемых в РБ [4], [5].

В качестве анализируемого источника принята книга «Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1: Hochbau» [1].

## **Основные разделы расчета фундамента с подколонником стаканного типа**

Под колонны крайнего ряда каркасного одноэтажного промышленного здания устраивают, как правило, столбчатые фундаменты с подколонниками стаканного типа.

Расчет и конструирование фундамента включает как правило следующие разделы:

- определение сечения подколонника;
- подбор размеров подошвы;
- проверка фундамента на продавливание;
- проверка фундамента на «обратный» момент;
- подбор армирования подошв;
- подбор вертикального армирования подколонника;
- подбор горизонтального армирования в стенках стакана подколонника;
- подбор косвенного армирования днища стакана подколонника.

В связи с интеграцией с европейскими стандартами некоторые разделы расчета претерпели изменения.

Ниже приведены разделы расчета, экономически отличные от ранее действующих в РБ.

### **Определение положения подошвы плитной части фундамента**

В данном примере рассматривается фундамент стаканного типа подошва которого смещена относительно центра колонны рис. 1.

Такое решение предотвращает опрокидывание стакана с колонной при меньшем расходе бетона, если сравнивать с симметрично запроектированным фундаментом. Это происходит за счет уменьшения момента на подошве фундамента, т.к. вертикальная нагрузка от колонны имеет эксцентриситет относительно оси симметрии (S) в фундаментной подошве.

Таким образом возникает момент уменьшающий, суммарный момент действующий на подошве фундамента. Расчет нагрузок на подошву фундамента смотри в таблице 1, обозначения приведены в соответствии с рис. 1 и 2.

Таблица 1

Сравнение нагрузок на обресе и у подошвы фундамента

Исходные данные и расчетные формулы	Ед. изм.	Значение
Нагрузки от колонны и стакана фундамента:		
Продольная сила в колонне: $N_{Ed} =$	кН	-1207
Поперечная сила в колонне: $V_{Ed} =$	кН	+82,5
Момент в колонне: $M_{Ed} =$	кНм	+758
Собственный вес стакана фундамента: $N_{Ed} =$	кН	-51
Нагрузки в подошве фундамента:		
$N_{Ed0} = N_{Ed} + N_{Ed,GF} = -1207 - 51 =$	кН	-1258
$V_{Ed0} = V_{Ed} =$	кН	82,5
$M_{Ed0} = M_{Ed} + V_{Ed} \cdot 1,55\text{м} + N_{Ed0} \cdot 0,4\text{м} =$ $= 758 + 82,5 \cdot 1,55 - 1258 \cdot 0,4 =$	кНм	+383

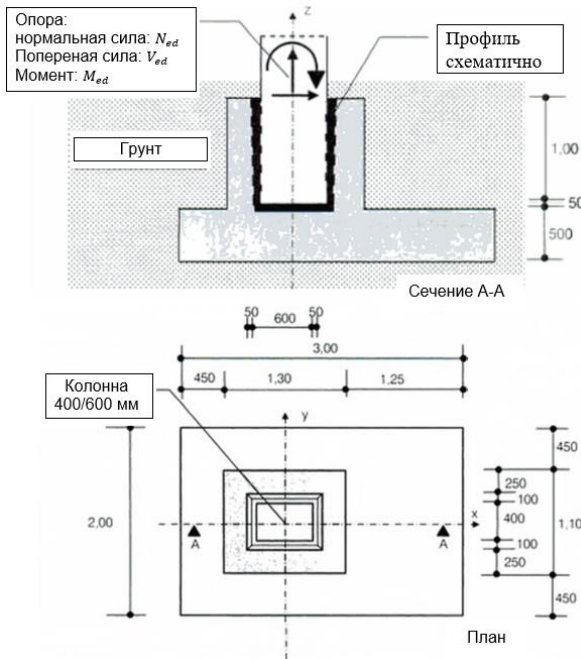


Рис. 1. План фундамента, сечение А-А



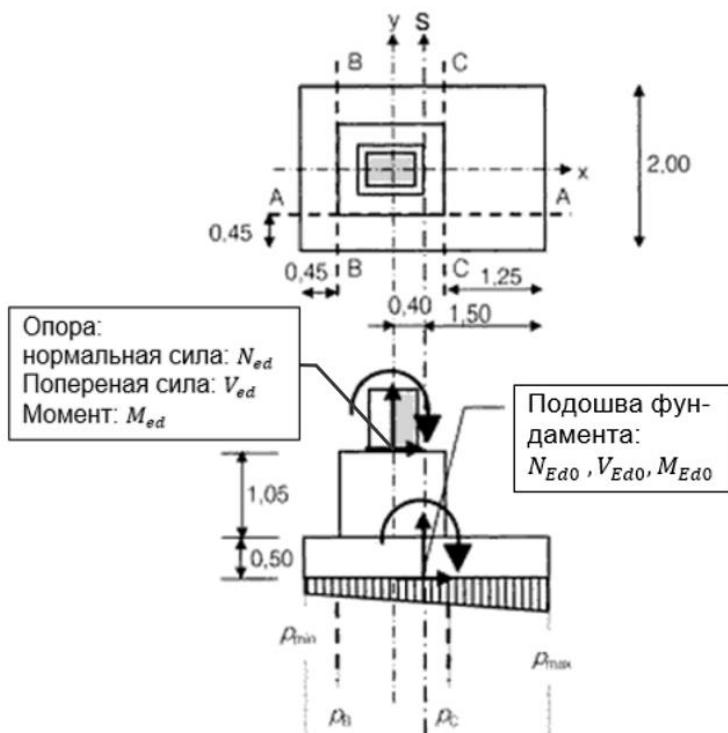


Рис. 2. Усилия в фундаменте

Таким образом максимальное давление на грунт также будет уменьшено.

**Толщина фундаментной плиты с учетом поперечного армирования.** При дальнейшем расчете фундамента со смещённой подошвой необходимо уделить пристальное внимание силам продавливания. При смещении подошвы мы вывели бетон фундамента за пределы призмы продавливания настолько, что одного бетона уже недостаточно для восприятия поперечных сил рисунок 3. Следовательно, предусматривается поперечное армирование рисунок 4. В целях экономии принят шпоночный стык колонны с фундаментом, что позволило увеличить призму продавливания и тем самым сэкономить на поперечном армировании и бетоне.

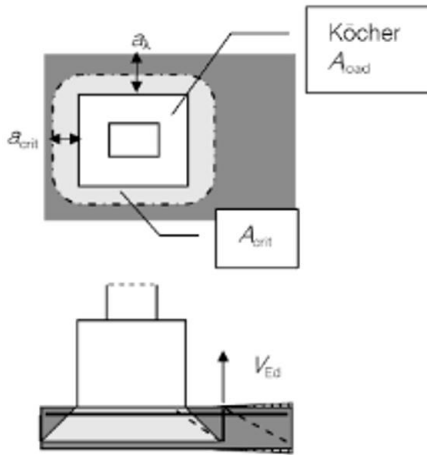


Рис. 3. Призма продавливания

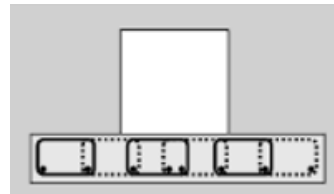


Рис. 4. Поперечное армирование

**Расчет и армирование стакана.** При подробном рассмотрении работы стаканной части фундамента можно заметить, что одна из стенок больше подвергается растяжению рис. 5.

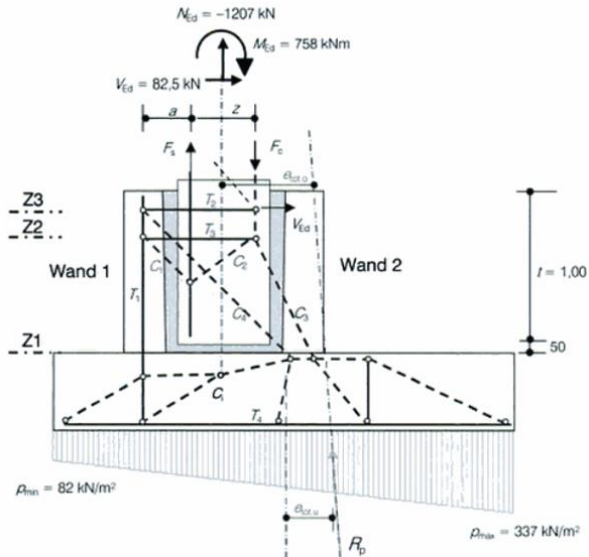


Рис. 5. Стержневая модель для определения усилий в фундаменте

Штриховыми линиями показаны сжатые стержни, сплошной – растянутые. В рассмотренной задаче это используется по максимуму при расчете и армировании стенок стакана фундамента. Расчет армирования начинается с определения усилий в растянутых стержнях  $T_1$ ,  $T_2$ ,  $T_3$ . По итогу расчета в направлении  $T_1$  в растянутой стенке фундамента предусматривается армирование расчетными скобами  $8\text{Ø}12$  S500 (А), заводимыми в плиту фундамента рисунок 6, а армирование остальных трех стенок представлено: конструктивно заложенными скобами  $\text{Ø}12$  S500 в соответствии с рис. 6.

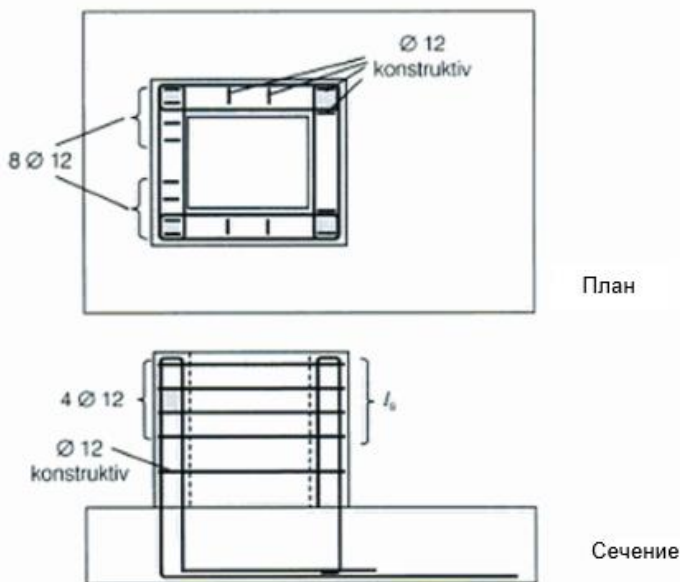


Рис. 6. Армирование стакана фундамента

**Выводы.** Менее материалоемким вариантом фундамента и любой другой конструкции можно считать тот, что запроектирован с максимально индивидуальным подходом под заданные параметры. Данная работа является примером того, что при понимании большого количества аспектов в работе конструкции и использовании этих знаний на практике можно добиться хорошей экономии на материале.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1: Hochbau. Berlin: Ernst, 2009. German: 3. Aufl.
2. ТКП EN 1990-2011\* (02250). Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 2011-11-15. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2012. – 61.
3. ТКП EN 1992-1-1-2009\* (02250). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Введ. 2009-12-10. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2015. – 205 с.
4. ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 2007-04-02. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2008. – 136 с.
5. <https://rep.bntu.by/handle/data/34368>

УДК 624

### **Конструкции Королевской башни в Джидде, Саудовская Аравия**

Курневич В.В.

Научный руководитель: Коледа С.М.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Kingdom tower, или Королевская башня, будет самым высоким зданием в мире с абсолютной высотой 1020 метров, что почти на 200 метров выше сегодняшнего рекордсмена башни Burj-Khalifa в Дубае, ОАЭ. Архитекторами обеих башен выступают Эдриан Смит и Гордон Гилл.

Королевская башня имеет поразительную схожесть с эскизами небоскреба The Illinois американского архитектора-визионера Фрэнка Ллойда Райта. Действительно, совпадает если не все, то главное, а именно – штативная конструкция и рвение сотворить самое высокое здание на планете.

Райт описал здание в книге 1957. Это был небоскреб высотой 1600м, предназначенный для строительства в Чикаго. Насчитывал 528 этажей с парковкой на 15 000 автомобилей и 150 вертолётов. Общая площадь 1,715,000 м2. Если построить это здание оно будет

самым высоким в мире, в 4 раза больше Эмпайер Стейт Билдинг и в 2 чем Бурдж-Халифа. Райт считал возможным уже в то время построить здание такой высоты, используя самонесущие стальные конструкции. Однако из-за высокой гибкости материала, амплитуда раскачивания башни была значительна.

Решением было разработать штатив конструкции в сочетании с предварительно натянутым стальным каркасом (Си-Эн Тауэр) или разместить демпфер внутри башни (Citigroup Center и Тайбэй 101). Однако такие инновации стали использовать спустя десятилетия.

Кроме того достижения в монолитном строительстве упростили процесс возведения небоскребов. В своей книге

Райт описывает предлагаемую структуру поэтажных планов. До 320- го этажа лестница не отделена от помещений, к 528 этажу доступ только через лифт, поскольку Райт считал свое здание пожаробезопасным, то лестница стала не актуальной. Здание обслуживало 76 лифтов-танDEMов, обслуживающих за раз 5 этажей одновременно. Эти лифты позволяют

Таким образом можно сказать, что Райт в середине 20 века разработал схему плана, которая дала начало для создания небоскребов, которые раньше лишь оставались на бумаге.

**Генеральный план.** Территория в 23 га, в центре которой находится башня, спроектирована фирмой AS+GG и носит название «Набережная Королевской башни». Это единое пространство с пешеходными улочками, проходящими вдоль реки.

Набережная включает в себя торговые центры, коммерческие предприятия и жилую застройку, а также роскошные отели.

Набережная соединяет башню с другими участками района Kingdom center и площадями торговых центров, образуя многофункциональную систему отдыха и развлечений.

**Разработка формы плана и башни.** При разработке плана и формы башни в первую очередь стояла задача создать устойчивое здание при высоких аэродинамических нагрузках. При этом необходимо было создать высокое здание без увеличения наземной площади.

Простые формы круга, квадрата или треугольника были легко возводимы, экономичны, однако для достижения высоты в 1000м, площадь плана составляла от 6000-10000 м<sup>2</sup>. Следующим шагом стало заострение формы, однако при этом каждый вышележащий план этажа имел разный размер, что привело бы к росту стоимости строи-

тельства. Затем была принята форма креста, однако при ней нарушалось частное пространство жильцов, оставалась большая площадь плана, была значительная ветровая нагрузка, необходимы 4 лестницы, при которых снижалась эффективность. При Y- форме все еще оставалась значительная площадь плана. После чего стены крыльев были сведены к центру. Y-форма плана позволяет экономить площадь, при этом позволяя башне оставаться устойчивой, и сохранять пропорции 1:10. Разделение крыльев на 120 позволяет открыть красивый вид без угрозы частной жизни. Треугольное ядро также хорошо сопротивляется ветровым изгибающим нагрузкам. Y-образный план предусматривает по крайней мере 3 лестницы, заключенных в бетонные стены, что обеспечивает надежную и безопасную жизнедеятельность башни. Кроме того они огнестойки и являются механизмом контроля звука между общественными коридорами и жилыми помещениями.

Для борьбы с аэродинамической нагрузкой по мере роста башни размер сечения уменьшается, в добавок к этому каждое крыло имеет конусную обтекаемую форму. Секции башни, спроектированы так, чтобы гонять ветер в разные стороны это разрушает мощь вихрей и не дает ветру захватить здание. Обдувая башню, ветер никогда не образует единого потока. Вокруг каждой части здания вихри образуются с различной скоростью. Разработчики фактически спроектировали ветер, моделируя его поведение вокруг башни.

Форма башни и ряд специальных выемок позволяют защитить помещения от перегрева, при этом большая площадь остекления с высокой степенью теплоизоляции снизит затраты на поддержание комфортной температуры. Все здание планируется окружить уютными патио.

**Фундамент.** Основной задачей для конструкторской фирмы thornton tomasetti спроектировать систему фундаментов, которая будет удерживать вес при неравномерных осадках грунта.

Фундамент башни – 270 монолитных свай: 226 свай диаметром 1,5 м, 44 – 1,8 м, которые несут бетонную плиту, охватывающую все поле свай. Площадь плиты фундамента 3,720 квадратных метров, с центра до края крыла расстояние около 60 метров. Плиту можно разделить на 4 зоны: три крыла и центр активной зоны. Таким образом нагрузка равномерно распределяется на всех четырех зонах и пере-

дается на сваи. Расстояние между сваями равно 2,5 диаметра сваи, этого достаточно для равномерного распределения нагрузки. Фундаментная плита имеет толщину 4,5 м в центре башни и 5 м под концами крыльев.

Глубина заложения свай на концах башни – 45 м и увеличиваясь к центру достигает 105 м. После первых испытаний свай в 2011, когда проект был отправлен на доработку, была определена именно такая глубина, так как она должна быть не менее чем на 5 метров выше нижнего слоя песчаника, к тому же при такой глубине происходит более плавное оседание фундамента на протяжении всего поля свай.

**Конструкция надземной части.** Сердечник башни составляет железобетонная монолитная система стен (в плане треугольная). Стены и перекрытия образуют жесткий каркас по всему периметру здания, начиная от центра и заканчивая крайними точками крыльев. Колонны и столбы отсутствуют. Нагрузка на стены возрастает от центра башни с 50 МГ до более чем 400 МГ на концах крыльев. На строительство будет затрачено 80 000 тонн стали. Некоторые железобетонные части несущего остова в толщине достигают метра (рис. 11) Постоянный и непрерывный вертикальный характер стен позволяет вести непрерывный процесс строительства. При этом опалубка может использоваться повторно, путем сдвига от 200 до 300 мм каждые 4м по мере продвижения вверх.

Современные достижения в бетонных конструкциях, а так же насосные технологии будут использованы для доставки высокопрочного бетона в верхние части башни.

Еще одно существенное проектное решение на раннем этапе было стандартизировать высоту от пола до пола на четыре метра для всех видов помещений, в том числе офисных и жилых. Чтобы снизить стоимость строительства все компоненты и системы такие как, воздушные единицы обработки, теплообменники, насосы, резервуары для хранения, электрические распределительные щиты, трансформаторы так же прошли процессы стандартизации.

**Сравнительный анализ европейских и отечественных норм  
по обследованию и оценке технического состояния  
существующих стальных строительных конструкций**

Кустов А. Ю.

Научный руководитель: Надольский В. В.  
Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Аннотация.** На протяжении последних нескольких лет в нашей стране активно внедряются Европейские нормы в строительной сфере. Наряду с данными введениями периодически издаются изменения к отечественным стандартам. Несмотря на постоянное обновление и введение новых норм сохраняются некоторые вопросы, связанные с определением технического состояния строительных конструкций. В настоящей статье рассмотрены порядок и общие принципы проведения технического обследования в соответствии с отечественными техническими нормативными правовыми актами, также выделены общие принципы проведения оценки технического состояния в соответствии с Европейскими нормами, действующими на территории РБ. Рассмотрены некоторые иностранные пособия и статьи, связанные с проведением оценки существующих строительных конструкций.

**Abstract.** Over the past few years, European standards in the construction industry have been actively introduced in our country. Along with these introductions, changes to domestic standards are periodically published. Despite the constant updating and introduction of new standards, some issues related to the determination of the technical condition of building structures remain. This article discusses the procedure and general principles for conducting a technical survey in accordance with domestic technical regulations, also outlines the general principles for conducting a technical assessment in accordance with European standards in force in the Republic of Belarus. Some foreign benefits and articles related to the assessment of existing building structures are considered.

**Keywords:** inspection and assessment of building structures; category of technical condition; physical deterioration; existing steel constructions, service-life.



**Введение.** В настоящее время в Республике Беларусь расчет стальных строительных конструкций выполняется по европейским нормам в соответствии с ТКП EN Еврокод 3 Проектирование стальных конструкций. Наряду с вышеупомянутыми нормами отмены СНиП II-23-81 не происходило. В соответствии с приказами Минстройархитектуры решение о применении при проектировании Еврокодов или СНиП принимается по соглашению заказчика и проектной организации с отражением данных условий в контракте на проектные работы, а также в задании на проектирование. При этом воздействия на конструкции, в независимости от того в соответствии с какими документами велось проектирование, должны определяться по ТКП EN 1991 Еврокод 1, а сочетания воздействий и эффектов воздействий на конструкции следует принимать по ТКП EN 1990 Еврокод. Однако конкретных указаний для поверочных расчетов в рамках технического обследования строительных конструкций приведено не было. Различия в методиках определения и численных значениях воздействий и, как следствие, усилий в элементах при использовании разных норм была отмечена в работах [10]; [11]; [12].

Целью настоящей работы является проведение сравнительного анализа отечественных и Европейских ТНПА, действующих на территории РБ, в рамках обследования и оценки технического состояния.

Проведение обследования строительных конструкций согласно ТКП 45-1.04-37-2008 и ТКП 45-5.04-49-2007 и оценка технического состояния согласно ТКП 45-1.04-305-2016 и ТКП 45-1.04-119-2008

Целью проведения обследования является получение реальных данных об объекте обследования, условий и причин, приведшим к фактическому состоянию на момент обследования. На основании материалов обследования делается оценка технического состояния строительных конструкций и принимается решение о дальнейшей безопасной эксплуатационной пригодности здания или сооружения.

В соответствии с [1] и [2] порядок проведения обследования можно представить в виде следующих этапов (см. рис. 1):

- подготовительные работы;
- натурное обследование конструкций;
- оценка технического состояния существующих строительных конструкций.

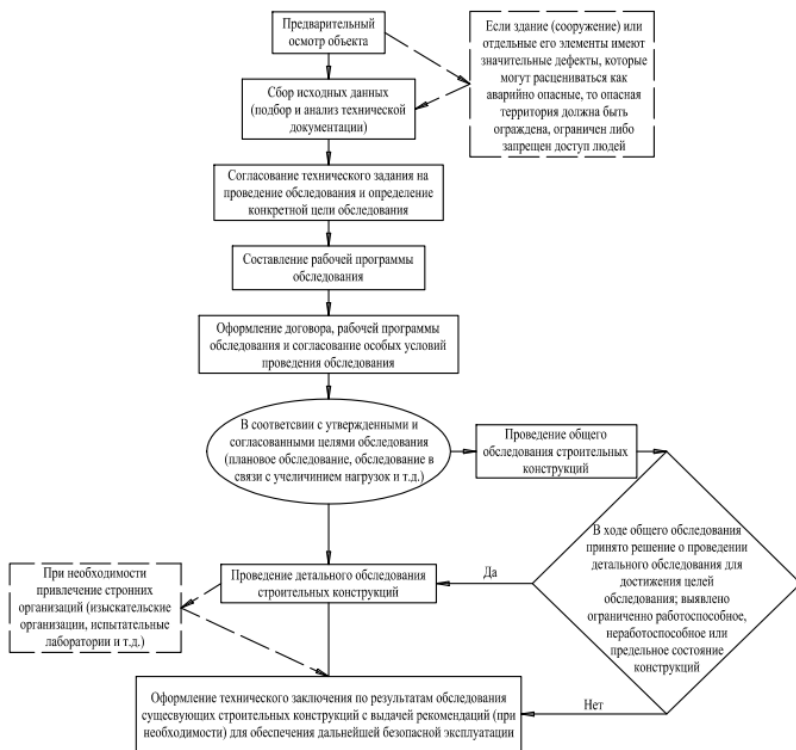


Рис. 1. Порядок проведения технического обследования в соответствии с ТКП 45-1.04-37-2008 и ТКП 45-5.04-49-2007

Оценка технического состояния строительных конструкций выполняется в соответствии с [3] и [4]. Согласно [3] определено три класса дефектов: критические, значительные и малозначительные. По степени распространения (количеству) различают единичные, многочисленные и массовые дефекты. В свою очередь согласно [4] в соответствии с выявленными дефектами определяется физический износ отдельных конструкций. Исходя из выявленных дефектов: степени распространения и класса, обнаруженных в процессе обследования, определяется их категория технического состояния. Согласно п.13.3.7 [3] техническое состояние конструкций характеризуется пятью категориями: I – исправное (хорошее) состояние, II – работоспособное (удовлетворительное) состояние, III – ограниченно работоспособное (не вполне удовлетворительное) состояние, IV –

неработоспособное (неудовлетворительное) состояние, V – предельное (предаварийное) состояние. Также при определении категории технического состояния в соответствии с п.13.3.2 [3] учитываются факторы, зависящие от условий эксплуатации и подразделяющиеся на семь классов: А – начальное качество элемента; В – качество проектирования; С – качество выполнения работ при возведении конструкций; D – параметры внутренней окружающей среды; Е – параметры наружной окружающей среды; F – условия использования; G – уровень технического обслуживания. Вместе с тем по п.13.3.19 – 13.3.21 [3] определяется уровень последствий и степень риска возникновения значительного ущерба.

В результате общего обследования должны быть выполнена оценка категории технического состояния обследуемых конструкций, пригодность их к дальнейшей безопасной эксплуатации, при необходимости должны быть разработаны рекомендации по ремонту или другим дальнейшим действиям. Также проводится оценка необходимости проведения детального обследования. При возможном проведении детального обследования дополнительно обосновываются, формулируются и при необходимости разрабатываются специальные мероприятия по ремонту, усилению или замене конструкций. При любом виде обследования назначается срок действия технического заключения.

Проведение оценки строительных конструкций согласно СТБ ISO 13822-2017 и оценка технического состояния согласно ГОСТ ISO 15686-7-2015, СТБ ISO/TS 15686-9-2016 и СТБ 2468-2016

Цель оценки существующих конструкций определяются консультируясь с заказчиком. Для этого выделены следующие уровни характеристик параметров цели оценки: уровень безопасности, уровень постоянного функционирования, уровень соответствующих характеристик. Методика проведения оценки зависит от предварительно поставленных целей и исходя из начальных условий, таких как наличие проектной документации и др.

Оценка включает в себя следующие этапы: определение целей оценки; составление программы мероприятий; предварительную оценку; детальную оценку; результаты оценки; при необходимости, повторение перечисленных этапов. Схематично данные мероприятия можно представить следующим образом:

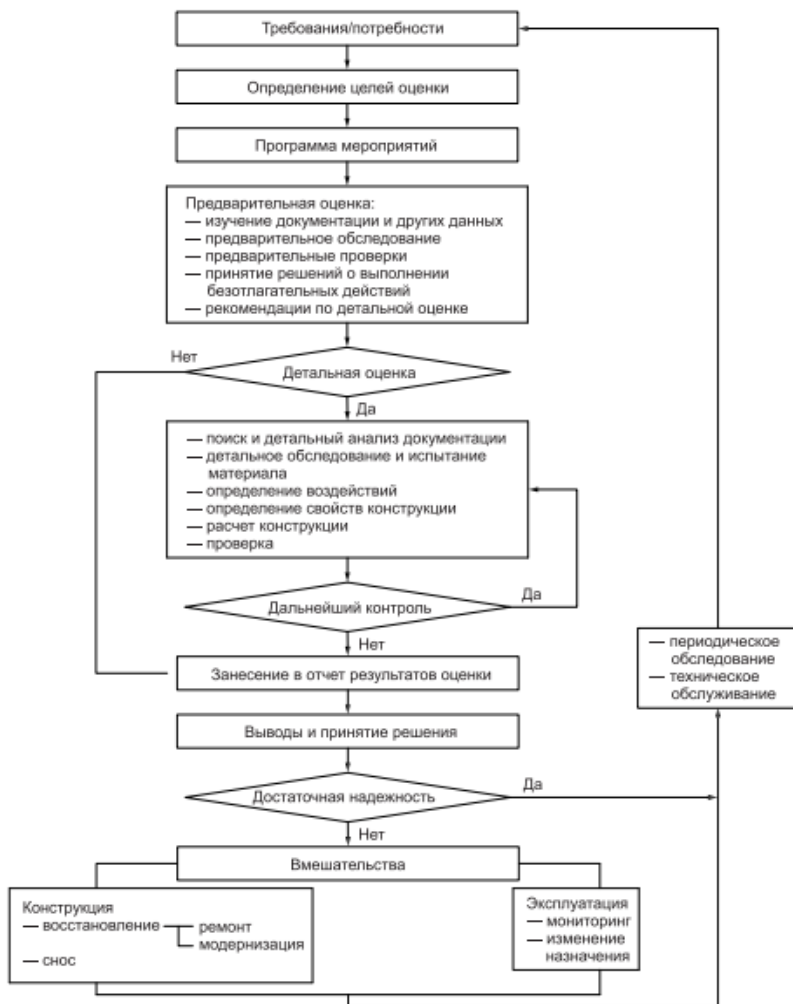


Рис. 2. Схема общего процесса оценки существующих конструкций в соответствии с СТБ ISO 13822-2017

Согласно 5.2 [6] выделяется три уровня исследования эксплуатационных характеристик: уровень 1 (предварительный) – исследование характеристик (показателей) общего характера на основе визуальных наблюдений, дополняемых при необходимости простыми измерениями; уровень 2 (нормальный) – более подробное, по сравнению с уров-

нем 1, исследование характеристик (показателей) общего характера, которое включает изучение проектной, исполнительной, эксплуатационной и другой документации; уровень 3 (углубленный) – детальное исследование характеристик специального характера, которое включает специальные объекты (несущие элементы зданий, их конструкционные узлы и сечения элементов) или специальные требования (устойчивость, коррозионная стойкость и т. п.).

В ходе работы проводится регистрация условий эксплуатации (категорий факторов), такие как качество элементов, уровень проектирования и т.д. Оцениваются эксплуатационные характеристики путем их сравнения с установленными требованиями контрольным уровнем. Проводится оценка остаточного срока службы и оценка последствий дефектов. В связи с выявленными дефектами проводится оценка рисков. В итоге работы составляются выводы и рекомендации, при необходимости проводятся экономические расчеты. Оценка эксплуатационных качеств выражается одним из пяти уровней или категориями технического состояния: 0 – исправное состояние (дефекты отсутствуют); 1 – неисправное техническое состояние (малозначительные дефекты); 2 – ограниченно работоспособное состояние (значительные дефекты); 3 – неработоспособное состояние (критические дефекты); 4 – предаварийное состояние (совершенно неприемлемые дефекты, включая разрушения). При этом категории технического состояния должны соответствовать количественному представлению факторов в виде уровней (классов, подклассов и т. п.) факторов. Как правило, на практике категории технического состояния зависят в основном от одного или нескольких критических свойств (п.5.3.4.2.3 [6]). Выполнение прогноза остаточного срока службы проводится на основании результатов оценки эксплуатационных характеристик элементов сооружения с учетом их предельных значений. При этом учитывается категория технического состояния конструкций, их фактический физический износ, возможные риски (п.5.3.5.6 [6]) и уровни последствия от ущерба (п.5.3.5.5 [6]). Определение остаточного срока службы в зависимости от количества и качества исходных данных может проводиться несколькими способами. К примеру, если известны функции повреждения, то возможен прямой расчет срока службы, описанный в приложении В [6]. Также возможно применение матричной модели Маркова, которая также описана в [6]. Или при определении условий эксплуатации

для соответствующих классов факторов можно пользоваться методом факторов по оценке остаточного срока службы [7].

В итоге работы составляются выводы и рекомендации на основании полученных данных в ходе оценки технического состояния, при необходимости проводятся экономические расчеты.

**Выводы.** Изучив отечественные и Европейские нормативные документы, действующие на территории РБ по определению технического состояния строительных конструкций можно прийти к некоторым выводам:

– порядок проведения исследования технического состояния весьма схож. Можно выделить три этапа проведения работ: предварительный осмотр и подготовительные работы, общее обследование, более углубленное детальное обследование. Данные этапы также прослеживаются в иностранных пособиях и статьях [14], [15], [16].

– что касается определения категории технического состояния конструкций, то в отечественных и Европейских ТНПА имеются одни и те же определения данного фактора. Можно отметить, что как различная нумерация, так и отличное название категории с малозначительными дефектами «I – неисправное техническое состояние», которое совпадает с определением уже замененного ТКП 45-1.04-208-2010 «II — неисправное (удовлетворительное) состояние», не имеет значения в качестве характеристики фактора. Поскольку само определение характеристик дефектов идентично друг другу. Отличительной особенностью является то, что в [3] в отличие от Европейских норм описаны параметры определения категории технического состояния в соответствии с выявленными дефектами. В [6] написано, что определение категории технического состояния приводится в национальных документах, но не приведено рекомендаций по градации данных факторов.

- в национальных и Европейских нормах также совпадают понятия степеней риска, уровней последствий ущерба и классов факторов. Но в отличие от отечественных ТНПА, где данные факторы представлены больше как описательные и дополнительно характеризующие категорию технического состояния, в Европейских нормах данные показатели используются в качестве достаточно весомых критериев при определении остаточного срока службы конструкций. Это одна из наиболее отличительных особенностей Европейских норм. Согласно ISO 2394:1998 значительное внимание уделяется па-

раметрам надежности, которые определяются вероятностными методами, в виде критерия остаточного ресурса строительных конструкций. В то время как обследование конструкций в соответствии с национальными нормами сводится к определению остаточной несущей способности конструкции. Определение данных факторов с учетом их статистической математической обработки позволили бы не только определять остаточный ресурс конструкции на определенный промежуток времени, но и определяя наиболее негативные факторы в разные временные отрезки сделали возможным снижение эксплуатационных расходов.

Таким образом в результате анализа нельзя утверждать о преимуществе отдельных норм. Наиболее четкую картину о техническом состоянии существующих строительных конструкций позволит получить их совместное использование.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения = Абследаванне будаўнічых канструкцый будынкаў і збудаванняў. Парадак правядзення : ТКП 45-1.04-37-2008 (02250). – Введ. 29.12.2008 (с отменой ВСН 57-88(р) на территории Республики Беларусь). – Переизд. 01.07.2014 с Изменением № 1. – Минск : Минстройархитектуры, 2014. – 39 с.

2. Конструкции стальные. Обследование и диагностика технического состояния = Канструкцыі сталёныя. абследаванне і дыягностыка тэхнічнага стану : ТКП 45-5.04-49-2007 (02250). – Введ. 01.07.2008. – Минск : Минстройархитектуры, 2017. – 129 с.

3. Техническое состояние и техническое обслуживание зданий и сооружений. Основные требования = Тэхнічны стан і тэхнічнае абслугоўванне будынкаў і збудаванняў. Асноўныя патрабаванні : ТКП 45- 1.04 -305 -2016 (33020). – Введ. 01.04.2016 (Взамен ТКП 45-1.04-14-2005, ТКП 45-1.04-78-2007, ТКП 45-1.04-208-2010). – Переизд. 01.07.2018 с Изменением № 1. – Издан. отд. док. 15.02.2019 с Изменением № 2. : Минск : Минстройархитектуры, 2018. – 107 с.

4. Здания и сооружения. Оценка степени физического износа = Будынкi і збудаваннi. Ацэнка ступенi фізічнага зносу : ТКП 45-1.04-119-2008 (02250). – Введ. 01.03.2009 (с отменой на территории Республики Беларусь ВСН 53-86 (р) Госгражданстрой). – Минск : Минстройархитектуры, 2009. – 43 с.

5. Надежность строительных конструкций. Общие принципы = Надзейнасць будаўнічых канструкцый. Агульныя прынцыпы : СТБ ISO 2394-2007. – Введ. 01.07.2008. – Минск : Госстандарт, 2008. – 65 с.

6. Здания и недвижимое имущество. планирование срока службы. Часть 7. Оценка технического состояния существующих зданий по результатам обследования = Будынкi і нерухомая маёмасць. планаванне тэрміну службы. Частка 7. Ацэнка тэхнічнага стану існуючых будынкаў па выніках абследавання : ГОСТ ISO 15686-7-2015. – Введ. 01.03.2016. – Минск : Госстандарт, 2016. – 29 с.

7. Здания и недвижимое имущество планирование срока службы. Эталонный срок службы и оценка планируемого срока службы = Будынкi і нерухомая маёмасць планаванне тэрміну службы. Эталонны тэрмін службы і ацэнка запланаванага тэрміну службы : СТБ 2468-2016. – Введ. 01.07.2017. – Минск : Госстандарт, 2017. – 40 с.

8. Здания и недвижимое имущество. Планирование срока службы. Часть 9. Руководство по оценке данных о сроке службы = Будынкi і нерухомая маёмасць. Планаванне тэрміну службы. Частка 9. Кіраўніцтва па ацэнцы дадзеных аб тэрміне службы : СТБ ISO TS 15686-9 б. – Введ. 01.07.2017. – Минск : Госстандарт, 2017. – 8 с.

9. Основы проектирования конструкций. Оценка существующих конструкций = Асновы праектавання канструкцый. Ацэнка існуючых канструкцый : СТБ ISO 13822-2017. – Введ. 01.10.2017. – Минск : Госстандарт, 2017. – 40 с.

10. Жабинский, А.Н. Расчет стальных конструкций каркаса здания по СНиП и ТКП EN : учеб.-метод. пособие / А.Н. Жабинский, В.В. Надольский. – Минск : БНТУ, 2016. – 105 с.

11. Пчельников, С.Б. Сравнительный анализ Eurocode и украинских норм на примере расчетов стального вертикального цилиндрического резервуара / С.Б. Пчельников, Пилипчик Л.П. // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – Випуск 12, 2013 р / Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина – 2013. – С. 26–42.

12. Алмазов, В.О. Проектирование сталежелезобетонных плит перекрытий по Еврокоду 4 и российским рекомендациям / В.О. Алмазов, С.Н. Арутюнян // Проектирование и конструирование строительных систем. Проблемы механики в строительстве: сб. ст. / НИУ МГСУ ; сост.: В.О. Алмазов, С.Н. Арутюнян. – 2015. – С. 51–65.



13. Рябцев, В. Н. Стохастический подход к оценке надежности и остаточного ресурса транспортных сооружений / В. Н. Рябцев // Наука и техника : сб. ст. / Белорусский национальный технический университет – Минск, 2014. – С. 24–29.

14. Holický, M Basics for assessment of existing structures / Milan Holický, Vladislava Návarová, Roman Gottfried, Michal Kronika Jana Marková, Miroslav Sýkora, Karel Jung. – Czech Republic: Klokner Institute, Czech Technical University in Prague, 2013. – 109 p.

15. Arangio, S Reliability based approach for structural design and assessment: performance criteria and indicators in current European codes and guidelines / Stefania Arangio // Int. J. Lifecycle Performance Engineering / Inderscience Enterprises Ltd. – 2012. – P. 64–91.

16. ResearchGate [Electronic resource] : Diamantidis, D. Assessment of existing structures – on the applicability of the JCSS recommendations/ Dimitris Diamantidis, Milan Holický, Karel Jung – Mode of access: <https://www.researchgate.net/publication/315061269>. – Date of access: 16.04.2016.

УДК 624

**К вопросу расчета центрально и внецентренно сжатых  
каменных и армокаменных конструкций выполняемых  
по СНиП II-22-81 и ТКП 45-5.03-308-2017**

Коленда Е.Т.

Научный руководитель: Ловыгин А.Н.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В настоящей работе рассматривается узкий круг вопросов расчета каменных и армокаменных конструкций, без учета всего многообразия возможных вариантов работы как самих конструкций, так и их элементов в обозначенных условиях.

Целью работы является анализ методов расчета и их результатов в определенных конкретных условиях. Для обеспечения корректности результатов расчетов при решении всех задач принимались одинаковые расчетные схемы, единые параметры

характеристик свойств материалов конструкций, во всех случаях требовалось определить их несущую способность.

Так в частности во всех случаях принимался свободно стоящий кирпичный столб расчетной длины – 4.0 м, сечением 51×51 см сложенный из обыкновенного керамического кирпича марки «100» на растворе марки «50». Для армокаменных конструкций применялось горизонтальное армирование сетками из арматуры диаметром 5мм S500 с размером ячейки С=4см через три ряда кладки S=24см.

Внецентренно сжатые конструкции рассчитывались с фактическим эксцентриситетом  $e_0=7\text{см}$  по СНиП II-22-81, а по ТКП 45-5.03-

308 еще и со случайным эксцентриситетом  $e_{init} = \frac{L_{eff}}{450} = \frac{400}{450} = 0.9\text{см}$

Для анализа методов расчета представлены:

- расчет центрально сжатого кирпичного столба;
- расчет центрально сжатого армокирпичного столба;
- расчет внецентренно сжатого кирпичного столба;
- расчет внецентренно сжатого армокирпичного столба.

Для центрально сжатых каменных конструкций несущая способность по СНиП II-22-81 определяется из условия:

$$N = m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A,$$

а для внецентренно сжатых из условия:

$$N = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega.$$

Для армокаменных конструкций при центральном сжатии по СНиП II-22-81 из условия:

$$N = m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A_1,$$

а для внецентренно сжатых из условия:

$$N = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega.$$

По ТКП 45-5.03-308-2017 несущая способность каменных конструкций при действии преимущественно вертикальной нагрузки из условия:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d,$$

где  $t(\text{м}^2)$  – площадь стены на 1 м.п. длины, или площадь простенка, или площадь столба;

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \text{ – расчетное значение прочности каменной кладки}$$

$f_k$  – характеристическое значение прочности каменной кладки;

$\gamma_m$  – частный коэффициент характеристики свойств материала;

$\Phi$  – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию элемента конструкции

$$\Phi = 1 - \frac{2e_i}{t}, \text{ где } e_i \text{ – расчетный эксцентриситет}$$

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} e_0 + e_{he} + e_{ini} \geq 0.05 \cdot t$$

$e_{he} = 0$  – эксцентриситет от действия горизонтальной нагрузки.

Характеристическое значение прочности каменной кладки « $f_k$ » определяется прочностью камней « $f_b$ » и марки раствора в МПа.

Прочность при сжатии кладочных изделий, установленных по ГОСТ 8462, определяется из условия:

$$f_b = f_{b,1} \cdot \eta_b \cdot \delta$$

где  $f_{b,1}$  – прочность при сжатии кладочного изделия, определяемая в соответствии с ГОСТ 8462 в МПа;

$\eta_b = 1,6$  для полнотелого изделия;  $= 1,2$  – для пустотелого керамического или силикатного изделия;  $= 1,0$  – для остальных изделий;

$\delta = 0,81$  – коэффициент формы изделия в соответствии с СТБ EN 772-1 (для кирпича глиняного обыкновенного).

Несущая способность армокаменных конструкций при действии преимущественно вертикальной нагрузки по ТКП 45-5.03-308-2017 определяется из условия:

$$R_d = \Phi \cdot A \cdot f_{dr} \text{ (10.30 ТКП 45-5.03-308-2017).}$$

$$f_{dr} = f_d + 2 \cdot \rho_m \cdot f_{yd} \left( c - 2 \frac{e_i}{y} \right) \text{ – расчетное значение прочности сжатию}$$

армированной каменной кладки (п. 10.54 ТКП 45-5.03-308-2017),

где  $\rho_m = \frac{A_{sa}(a_1 + a_2)}{a_1 \cdot a_2 \cdot s}$  – коэффициент армирования кладки (10.55

ТКП 45-5.03-308-2017).

В результате выполненных расчетов конструкций установлена их несущая способность и выполнен сравнительный анализ результатов расчетов.

Несущая способность центрально сжатого кирпичного столба:

– по СНиП II-22-81  $N_{Rd} = 359.0$  кН

– по ТКП 45-5.03-308-2017  $N_{Rd} = 332.0$  кН.

Запас прочности по ТКП 45-5.03-308-2017 равен 7%.

Несущая способность внецентренно сжатого кирпичного столба:

– по СНиП II-22-81  $N_{Rd} = 262.0$  кН

– по ТКП 45-5.03-308-2017  $N_{Rd} = 255.0$  кН.

Запас прочности по ТКП 45-5.03-308-2017 = 2,7%.

Несущая способность центрально сжатого армокирпичного столба:

– по СНиП II-22-81  $N_{Rd} = 671.0$  кН

– по ТКП 45-5.03-308-2017  $N_{Rd} = 665.0$  кН.

Запас прочности по ТКП 45-5.03-308-2017 равен 0,9%.

Несущая способность внецентренно сжатого армокирпичного столба:

– по СНиП II-22-81  $N_{Rd} = 425.0$  кН

– по ТКП 45-5.03-308-2017  $N_{Rd} = 497.0$  кН.

Запас прочности по ТКП 45-5.03-308-2017 равен 14%.

Выводы:

Анализ выполненных расчетов показывает незначительное расхождение в их результатах, но усложняет вопросы традиционного понимания физической работы материалов и конструкций, производимых по ТКП 45-5.03-308-2017.

ТКП 45-5.03-308-2017 не ограничивает максимальной величины армирования каменных конструкций, т.е. когда оно не эффективно в отличие от СНиП II-22-81.

До настоящего времени на практике не отмечалось аварий в зданиях и сооружениях по вине ошибок в нормативных документах по проектированию (СНиП II-22-81). Аварии были связаны только с ошибками, приуроченными либо к периодам возведения по вине строителей, либо неправильной консервации и эксплуатации зданий.

Очевидно, существовавшие до настоящего времени методы расчета конструкций могут быть использованы параллельно с методикой ТКП, но окончательное решение должно приниматься на основании более глубокого изучения всевозможных расчетных ситуаций и их анализа.

УДК 624

### **Численные исследования крутильной жесткости прокатных и составных профилей**

Михневич В.Л.

Научный руководитель: Давыдов Е.Ю.

Белорусский национальный технический университет  
Минск Беларусь

При расчетах конструкций на устойчивость многие прибегают к формуле Эйлера. Ошибочным является суждение того, что потеря по этой формуле является наиболее частым случаем. Следует обратить внимание на работы советского ученого проф. Василия Захаровича Власова, который независимо от других авторов в 1936 г. дал наиболее общую теорию расчета любых тонкостенных незамкнутых профилей на совместное действие изгиба и кручения. Согласно исследованиям профессора Василия Захаровича Власова потеря устойчивости по Эйлеру является лишь частным случаем. Он утверждал, что тонкостенные конструкции теряют устойчивость по изгибно-крутильной форме.

Рассмотрим более подробно утверждения профессора Василия Захаровича Власова и предпосылки для его выводов. Значительным шагом вперед в теории изучения стесненного кручения являются работы К. Вебера (1924 – 1926 гг.). Ведь Вебер обратил внимание на связь между центром изгиба и центром кручения, т.е. той точкой сечения, которая при стесненном кручении не перемещается. Он доказал, что обе эти точки совпадают.

В 1928 г. появилась известная работа Вагнера, содержащая наиболее существенные элементы современной теории стесненного кручения тонкостенных профилей. В своей работе Вагнер пользуется гипотезой о недеформируемости контура поперечного сечения (в

неявном виде этой гипотезой пользовался и Вебер) и впервые устанавливает, что в тонкостенных профилях нормальные напряжения при стесненном кручении распределяются по особому закону.

Следует отметить наличие в работе Вагнера принципиальной ошибки. По Вагнеру получается, что изгибная и крутильная формы потери устойчивости независимы друг от друга. Как показали исследования профессора Власова, в общем случае обе формы не встречаются в чистом виде, т. е. отдельно друг от друга; разделение формы потери устойчивости на независимые изгибную и крутильную формы может быть только в частных случаях, например, для профилей с двумя осями симметрии.

Профессор Власов при решении задачи на потерю устойчивости отказывается от понятия «стержень» и рассматривает профиль как тонкостенную пространственную складчатую систему, работающую не только на осевые (нормальные и сдвигающие) силы, но также и на моменты, вызывающие изгиб профиля в поперечном направлении. Что позволяет не только получить более точные данные, но и в целом приближает расчет к реальной ситуации.

Профессор В.З. Власов установил новый закон распределения напряжений, возникающих в стенках профиля при кручении. Также профессор В.З. Власов разработал общую теорию устойчивости тонкостенных открытых профилей. Согласно этой теории потеря устойчивости в ее чистом виде (без кручения) возможна только тогда, когда продольная сжимающая сила приложена в так называемом «центре изгиба» (точка для которой касательные напряжения равны нулю). Во всех же остальных случаях стержень потеряет устойчивость по «изгибно-крутильной» форме при нагрузке меньшей, чем в первом случае. Исходя из этих утверждений можно прийти к выводу о том, что при расчете по формуле Эйлера мы закладываем более низкие значения, что может привести к потере устойчивости конструкции.

Рассматривая практические примеры можно наткнуться на расчет, приведенный в Энциклопедии по машиностроению XXL. При расчете и сравнении критической силы были получены данные о том, что потеря устойчивости стержня (в рассматриваемом случае) происходит по изгибно-крутильной форме, и величина критической силы по Власову в 1,8 раза меньше чем при расчете по Эйлеру.

Исходя из выше указанной информации можно сделать вывод о том, что для получения более точных результатов расчет должен

производиться по изгибно-крутильной форме потери устойчивости согласно профессору Власову. При расчете по этой форме существуют некоторые сложности. Жесткостью при кручении является произведение модуля упругости материала и момента инерции сечения при кручении (крутильное сопротивление).

$GI_p$  – жесткость при кручении.

Наибольшая неточность присутствует в расчете момента инерции при кручении. При его расчете для профилей, состоящих из узких прямоугольников, например, уголков, двутавров, швеллеров и т. п., момент инерции определяется формулой:

$$I_d = \alpha \sum \frac{b \cdot \delta^3}{3}$$

где:  $b$  и  $\delta$  - высота и толщина отдельных прямоугольников, из которых составлен профиль.

$\alpha$  – опытный коэффициент, зависящий от формы сечения.

Наибольшая проблема при вычислениях состоит в том, что в научной литературе и нормативных документах нет четкого значения опытного коэффициента. Рассмотрим несколько вариантов представленных данных по значению этого коэффициента.

Согласно различным источникам значения могут варьироваться от 1,1 до 1,5 в зависимости от различных факторов, таких как форма сечения, наличие ребер жесткости и условий закрепления.

Согласно руководству по подбору сечений элементов строительных конструкций следует принимать следующие значения: 1,3 – для двутавров, 1,12 – для швеллеров.

Согласно СНиП следует принимать: 1,3 – единый вариант, 1,25 – для двутавров с одной осью симметрии, 1,2 – для стержней таврового сечения.

В учебном пособии по сопротивлению материалов (И.А.Битер и Р.Р.Мавлютов) можно найти следующие рекомендации: при сечении состоящем полностью из прямоугольников коэффициент равен 1; при наличии радиусов скругления коэффициент равен 1,1 – 1,2.

Также можно рассматривать эксперименты, проводимые ранее. По экспериментам А. Феппля для шести испытанных им швеллеров тот же коэффициент колебался в пределах 0,98 — 1,25. По аналогичным экспериментам, проведенным в Иллинойском университете,

дан поправочный коэффициент, заключающийся в пределах 1,01—1,25. По экспериментам А. Феппля для пяти испытанных им обыкновенных (не широкополочных) двутавров поправочный коэффициент колебался в пределах 1,16 – 1,44. При этом с увеличением размера двутавра значение коэффициента уменьшалось.

В нашем исследовании был использован расчетный комплекс ANSYS, так как он не сводит конструкцию к стержневой модели, а рассматривает ее как тонкостенную пространственную складчатую систему. Исходя из этого многие расчетные комплексы СПДС для расчета не подходят. Рассмотрим расчет двутавров с консольным закреплением без ребер жесткости (рассматриваются как двутавры составного, так и прокатного сечений). При моделировании закладывается материал, сечение, размеры, условия закрепления и приложения нагрузки к конструкции. Таким образом мы создаем балку двутаврового сечения и прикладываем к ней пару сил, для создания крутящего момента. Рассматриваются сразу несколько сечений с параллельными полками согласно СТО АСЧМ 20-93 и аналогичные по размеру составные сечения.

По результатам работы была подтверждена зависимость опытного коэффициента от размера двутавра, а именно при увеличении размера сечения коэффициент уменьшается и проведено сравнение полученных и уже существующих результатов.

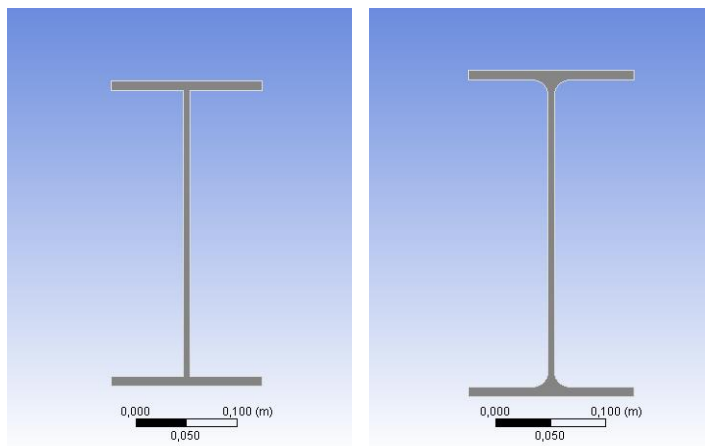


Рис. 1. Рассматриваемые сечения



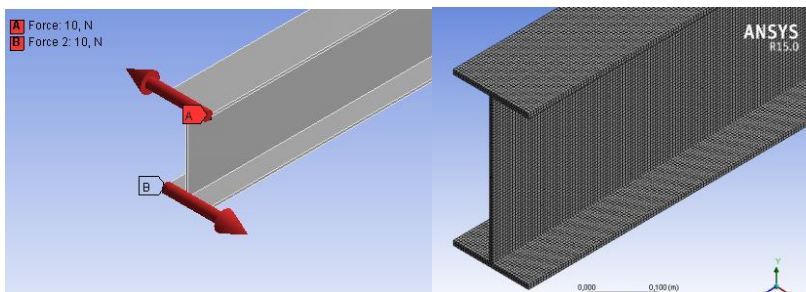


Рис. 2. Приложение нагрузки к модели и наложение сетки для последующего расчета

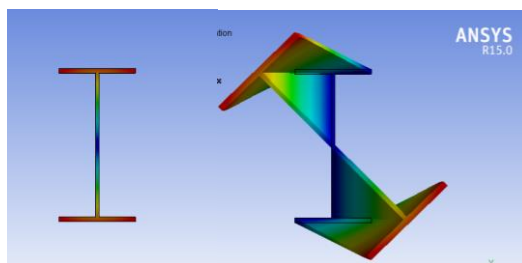


Рис. 3. Деформация сечения

Таблицы 1

Сравнение значений коэффициента для двутавров

Источник данных	Значение
СНиП	1,25-1,3
Руководство по подбору сечений	1,3
Сопротивление материалов	1,1-1,2
Эксперименты Феппля	1,16-1,44
Полученные значения	1,155-1,208

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Власов В.З. Избранные труды. Тонкостенные упругие стержни. Принципы построения общей технической теории оболочек (том 2) / В.З. Власов — Москва: АН СССР, 1963. — 507 с.
2. СНиП II-23-81\* Стальные конструкции (с Изменениями, с Поправкой) — Дата введения 1982-01-01

3. Лашенко М.Н. Аварии металлических конструкций зданий и сооружений / М.Н. Лашенко — Стройиздат. Ленинград. 1969. — 183 с.

4. Бычков Д.В. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций / Д.В. Бычков — Москва: Госстройиздат, 1962.

5. Писаренко Г.С. Справочник по сопротивлению материалов / Г.С. Писаренко, А.П. Яковлев, В.В. Матвеев — Киев: Высшая школа, 1979. — 696 с.

6. Руководство По подбору сечений элементов Строительных стальных конструкций. — Москва: ГОССТРОЙ СССР, 1988.

УДК 624.07

### **Проектирование сотовых панелей**

Мицкевич В.М.

Научный руководитель: Згировский А.И.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Основными проблемами для проектировщиков и инженеров-конструкторов были и остаются вопросы разработки и изготовления оптимальных конструкций для условий сложного нагружения. При этом во все времена ценилась та конструкция, на которую затрачивалось меньше материала и рабочего времени, и она могла удовлетворить заданным условиям эксплуатации. Наиболее рациональными конструкциями, работающими в условиях изгиба, сжатия или совместного действия этих нагрузок, являются многослойные конструкции. Это обуславливается тем, что для балки, изогнутой поперечной нагрузкой, нормальные напряжения по поперечному сечению распределены линейно с нулевым значением на центральной оси (рис. 1.1). Следовательно, при изгибе в полной мере работают только крайние волокна сечения, и чем ближе к центральной плоскости расположен слой материала, тем меньше его участие в работе.

Представителем многослойных конструкций, наиболее часто встречающихся в строительстве, являются трехслойные конструкции, в частности сэндвич-панели.

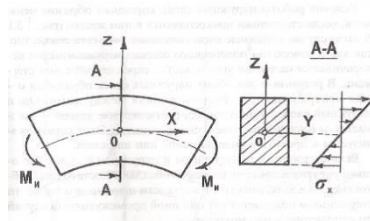


Рис. 1.1. Распределение нормальных напряжений по поперечному сечению изогнутой балки

Трехслойная конструкция представляет систему, состоящую из двух внешних сравнительно тонких слоев (несущие слои, обшивка) и среднего, более толстого слоя (заполнитель).

Обшивка изготавливается из более прочных материалов (стали, сплавов легких материалов, дерева, пластмасс и др.), и, в зависимости от условий эксплуатации, может состоять из нескольких различных материалов, являясь многослойной.

Внутренний слой (заполнитель) изготавливают из относительно малопрочных материалов с малой плотностью (из пробки, резины, пластмассы, вспененного полимерного материала, из легкого металла в форме сот, перемычек и т.д.).

Одним из видов трехслойной конструкции является сотовая панель (средний слой – сотовый заполнитель). Сотовый заполнитель – это конструкционный материал, состоящий из массива ячеек заданной конфигурации и размеров, оси которых параллельны друг другу. Различные виды сотового заполнителя показаны на рис. 1.2.

Производство сотовых панелей может быть выполнено из любых материалов, которые изготавливаются в виде листов, полос, лент, рулонов. При этом к материалам предъявляются определенные требования:

- материал должен иметь структуру, которая наиболее полно соответствует силовому воздействию на конструкцию при эксплуатации;
- объемный вес материала должен быть минимальным;
- пределы прочности при различных нагрузках предусматриваются достаточными для удовлетворения требований, предъявляемых к корпусным конструкциям;

- усталостные характеристики материала должны быть такими, чтобы при внутренних колебаниях не появились трещины, и не происходило расслаивание и т.п.;

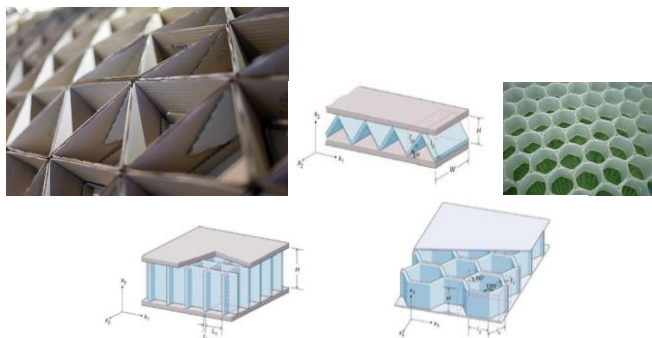


Рис.1.2 Формы сотового заполнителя

Проектирование сотовых панелей можно условно разделить на три этапа[1]:

Первый этап. Выработка исходных данных (расположение конструкции, геометрия ячеек, определение нагрузок, определение материалов и характеристик);

Второй этап. Расчет и выпуск конструкторско-технической документации (рабочие чертежи, расчеты, вид законцовок, первое приближение массы);

Третий этап. Экспериментальное подтверждение правильности выбора сотовой конструкции (испытания).

Прочностные характеристики сотового заполнителя являются приведенными, так как материал не является сплошным. Следовательно, характеристики заполнителя зависят от его геометрии[2]. Покажем связь между плотностью материала сотового заполнителя, формой ячейки и объемной массой эквивалентного приведенного заполнителя, а так же связь модуля упругости материала сотового заполнителя  $E_z$  и приведенного модуля упругости  $E$ . Выделяем из сотового блока типовой элемент (рис. 1.3). Где  $b = \sqrt{3}a$ ,  $a$ -сторона ячейки,  $t$ -толщина стенки,  $h$ -высота сотового заполнителя.

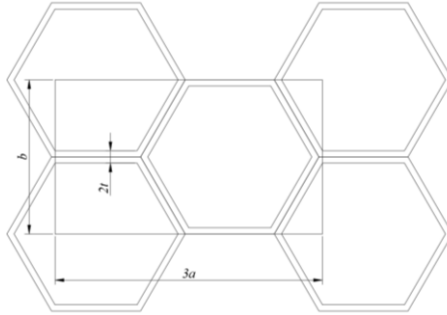


Рис.1.3 Типовой элемент

Объем выделенной части заполнителя равен:

$$V = 3\sqrt{3}a^2h;$$

масса плотной части:

$$M = 12ath\rho.$$

Тогда приведенная плотность равна:

$$\rho_n = \frac{M}{V} = \frac{12ath\rho}{3\sqrt{3}a^2h} = \frac{4t}{\sqrt{3}a}\rho = k\rho.$$

При воздействии на выделенную площадь нагрузки  $p$  укорочение единичного объема будет составлять:

$$\Delta = \frac{ph}{3\sqrt{3}a^2E_n}.$$

При этом данную нагрузку воспринимают только стенки

$$\Delta = \frac{ph}{12atE_z}.$$

Приравнивая правые части уравнений получаем:

$$E_n = \frac{4t}{\sqrt{3}a}E_z = kE_z.$$

Было проведено компьютерное моделирование стеновой сотовой панели (рис.1.4) и стеновой «сэндвич» панели (рис.1.5), сравнение проводилось по жесткости. Нагрузки принимались согласно [3]. Параметры панелей: 1000x3000x80 мм, наполнитель – пенополистирол, толщина обшивок – 1 мм. Параметры сотовой панели: шестигранная ячейка со стороной 25 см, и толщиной стенки – 1 мм. При этом сотовая панель является несущей конструкцией, т.е. она воспринимает помимо ветровой нагрузки нагрузку от перекрытий.

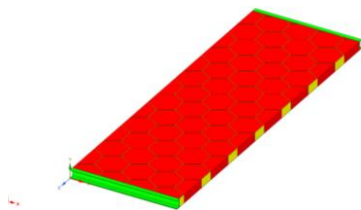


Рис.1.4 Сотовая панель

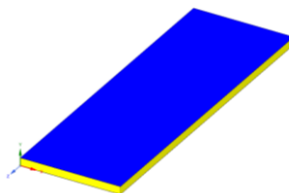


Рис.1.5 «Сэндвич» панель

Результаты вычислений представлены в таблице 1.

Таблица 1

	Сотовая панель $t=4\text{мм}$ (двойная стенка)	Сотовая панель $t=0,5\text{мм}$ (двойная стенка)	«Сэндвич» панель	Соотношение
Прогиб, мм	$2,25 \cdot 10^{-2}$	$8,57 \cdot 10^{-2}$	$1,01 \cdot 10^{-1}$	4,48

По полученным результатам можно рекомендовать данный тип конструкций к дальнейшему исследованию и использованию в малоэтажных домах, собираемых по типу конструктора «Lego».

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гофин М.Я. Механика сотовых конструкций. Справочник в 2 томах. Т.1: Проектирование и разработка сотовых конструкций. Экспериментальные исследования / М.Я. Гофин, А.А. Иванов.- Москва : ТФ «МИР», 2010-496 с.

2. Ендогур А.И. Сотовые конструкции. Выбор параметров и проектирование / А.И. Ендогур, М.В. Вайнберг, К.М. Иерусалимский. - Москва : Машиностроение, 1986-200 с.

3. ТКП EN 1991-1-4-2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1- Общие воздействия. Ветровые воздействия/ Минск: Минстройархитектуры РБ, 2010-117 с.

УДК 624.012.45.042

### **История развития и совершенствования отечественных методов расчёта ЖБК**

Нупрейчик М.О.

Научный руководитель: Шилов А.Е.

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В настоящее время и в обозримом будущем бетон и железобетон в нашей стране и за рубежом останется важнейшим конструкционным материалом в строительстве. Это объясняется практически неограниченными ресурсами сырья для изготовления вяжущих и заполнителей, относительно небольшим расходом стальной арматуры, высокими конструкционными и эксплуатационными качествами железобетона, его относительно низкой энергоёмкостью.

В настоящее время основными направлениями развития и совершенствования железобетона являются:

– Применение новых конструктивных решений, снижающих массу конструкций и позволяющих наиболее полно использовать физико-механические свойства исходных материалов, местные строительные материалы, бетоны высоких классов (В40 и выше), легкие бетоны, холодную пропитку бетонов мономерами, высокопрочную арматуру (1000 МПа и выше), механизированное и автоматизированное изготовление конструкций.

– Повышение долговечности, надежности и технологичности конструкций, снижение их приведенных затрат, материалоемкости, энергоёмкости, трудоемкости изготовления и монтажа.

– Разработка новых уточненных методов расчета конструкций, развитие методов расчета с использованием ЭВМ.

– Совершенствование методов подбора и изготовления бетона, с тем чтобы получить железобетон с заранее заданными свойствами.

Для реализации этих грандиозных задач необходимо дальнейшее развитие научных исследований, проведение работ по совершенствованию конструктивных решений, технологии изготовления и возведения конструкций. Отсюда возникает потребность в высококвалифицированных кадрах инженеров-строителей, владеющих современной теорией и практикой в области железобетонных конструкций.

В истории развития методов расчета строительных конструкций выделяют три основных периода:

1. Расчет строительных конструкций по допускаемым напряжениям применялся в СССР до 1938 г.;
2. Расчет строительных конструкций по разрушающим усилиям официально использовался для конструкций из всех материалов в период с 1938 г. по 1955 г.;
3. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям применяется с 1955 г. по настоящее время. (Метод заложен в Еврокоде, СНБ и в РФ).

Первые нормативные документы на проектирование железобетонных конструкций, основанные на расчете по допускаемым напряжениям, появились в России в 1907 – 1908 гг.

Согласно этому методу бетон рассматривался как упругий материал. В основу расчетных зависимостей были положены закон Гука и гипотеза плоских сечений.

Вместо действительного сечения железобетонного элемента в расчете применялось приведенное бетонное сечение, в котором арматура заменялась эквивалентным по прочности количеством бетона, при этом сопротивлением бетона растянутой зоны пренебрегали.

В результате расчета определялись напряжения в бетоне и арматуре от эксплуатационных нагрузок. Полученные напряжения не должны были превышать допустимые значения. Величина допускаемых напряжений определялась как доля от предела прочности с учетом обобщенного коэффициента запаса. Однако у данного метода расчета были серьезные недостатки: не учитывались пластические свойства железобетона; не было возможности определять действительные напряжения; находить разрушающую нагрузку и т.д.

Таким образом, сама практика заставила исследователей искать теоретические основы, отражающие действительную работу железобетонных элементов. Так, в 30-е годы в нашей стране появились



принципиально новые методы расчета железобетонных элементов с учетом неупругих деформаций. Наиболее масштабное и грандиозное здание, построенное в 1925 — 1928 гг., здание Гаспрома в Харькове. Авторами конкурсной программы являлись: инженер-строитель Я. И. Кенский и профессор Харьковского технического университета А. Г. Молокин. Это первое здание из железобетона в СССР.

В результате исследований, проведенных советскими учеными (А.Ф. Лолейт, А.А. Гвоздев и др.), в начале 30-х годов был разработан метод, позволивший учесть упругопластические свойства железобетона.

Данная методика расчета строительных конструкций по разрушающим нагрузкам была положена в основу норм проектирования железобетонных конструкций в 1934 – 1938 гг. Метод расчета сечений железобетонных элементов по разрушающим нагрузкам основывался на работе конструктивного элемента в III стадии напряженно-деформированного состояния, при этом соблюдалось условие, что напряжения в бетоне и арматуре достигают предельных значений.

Метод позволял назначать общий для всего сечения коэффициент запаса. Допускаемая нагрузка находилась путем деления разрушающей нагрузки на принятый коэффициент запаса. Данный метод более точно отражал действительную работу сечений железобетонных элементов, подтверждался экспериментально и считался огромным прорывом в развитии теории железобетона. Однако и этот метод имел ряд недостатков: использовался единый коэффициент запаса, который лишь весьма приближенно учитывал многообразие факторов, влияющих на работу конструкции; отсутствовала возможность оценки работы железобетонных конструкций на стадиях, предшествующих разрушению. По данному методу в 1949 году начинают строительство главного здания Московского государственного университета имени М. В. Ломоносова, которое завершилось в 1953 году.

Проект здания разработали ряд советских архитекторов: Борис Иофан, Лев Руднев, Сергей Чернышев, Павел Абросимов, Александр Хряков и инженер Всеволод Насонов.

Дальнейшее развитие теории железобетона привело к появлению в СССР в 1955 г. единого метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям, положенного в основу Строительных норм и правил.

Данный метод заключается в следующем: если на конструкцию действуют максимально возможные нагрузки, а прочность бетона и арматуры минимальна и условия эксплуатации неблагоприятны, конструкция остается прочной, не разрушается и не получает недопустимых прогибов или трещин. При обеспечении этого условия возможно получение более экономичного решения, нежели при расчете по ранее применявшимся методам.

С помощью данного метода в Беларуси построили Академию драматического искусства в Гродно. Сроки строительства: 1977 – 1989гг. Проект архитектора Г.Мачульского.

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Теория и практика железобетона, конструирование и расчёты. Часть 1. Второе издание. Молотков Н.И. Томск-1931г.
2. Железобетонные конструкции. Общий курс. Москва-1963г.
3. Железобетонные конструкции. Издание четвёртое. В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. Москва, Стройиздат-1985г.

УДК 624.012.45

### **Проектирование и возведение зданий и сооружений из монолитного железобетона в условиях жаркого климата**

Окороафор Ф.Ч.

Научный руководитель: Шилов А.Е.

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

Опыт проектирования строительства и эксплуатации различных зданий и сооружений из монолитного железобетона подтверждает, что достигнуть длительного и безопасного срока их службы можно если правильно будут учтены неблагоприятные влияния климатических факторов. Общие суммарные затраты в экономике США, связанные с ущербом от разрушения железобетонных конструкций и с мерами, направленными на его предотвращение, составляют 4% валового национального продукта. С этих позиций долговечность железобетонных конструкций необходимо оценивать на всех стадиях жизненного цикла в зависимости от условий эксплуатации.

Районы с сухим жарким климатом характеризуются продолжительным знойным летом (более 100 дней в году), высокими температурами воздуха абсолютный максимум равен или превышает 40°C, а средняя максимальная температура самого жаркого месяца равна или превышает 29 ... 30°C при средней относительной влажности воздуха самого жаркого месяца менее 50 .. 55%. Ниже приведён график изменения температуры и влажности в течение года в Нигерии.

Из графика видно, что в весенне-летний период (май-август) температура превышает 30°C и достигает 40°C.

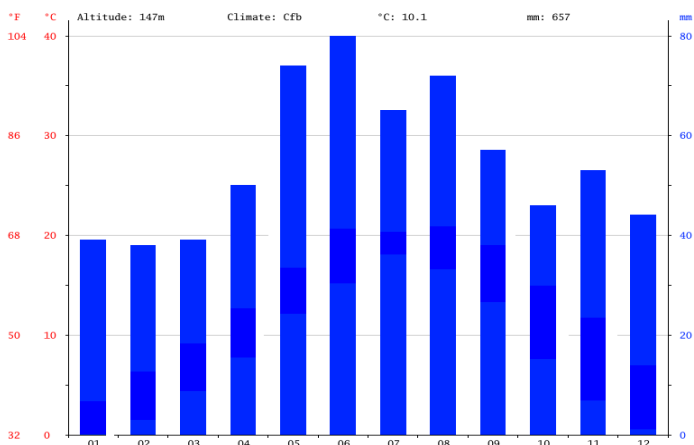


Рис. 1. График изменения температуры и влажности в течение года в Нигерии

Проектирование железобетонных конструкций в условиях жаркого климата обладает рядом особенностей, которые должны быть учтены как при приготовлении, укладке и уходе за бетоном, а также при всех расчётах. Это вызвано рядом причин и прежде всего тем, что температура воды вяжущего вещества и заполнителей бетона в условиях жаркого климата существенно выше, чем в нормальных условиях, вследствие чего обезвоженные заполнители отсасывают воды, изменяя прочность и деформативные характеристики бетона.

Автор статьи в настоящее время работает над магистерской диссертацией по рассматриваемому вопросу.

Цель Работы – обеспечение и контроль качества строительной продукции из монолитного железобетона на всех этапах ее жизнен-

ного цикла, особенно на этапах проектирования и возведения с целью безопасной эксплуатации и конкурентоспособности используемой строительной продукции.

В процессе работы, на настоящий момент получены следующие основные результаты :

1. Выполнен обзор исследований, посвященных влиянию температуры и влажности на формирование структуры бетона, оказывающей основное влияние на его прочностные и деформативные свойства. Приведены основные диаграммы и графики разных авторов, описывающие влияние температурно-влажностных факторов на прочностные и деформативные характеристики бетона.

2. Обоснована необходимость учета климатических факторов при разработке архитектурной части проекта объекта строительства в условиях жаркого климата. Рассмотрены особенности характера жаркого климата, влияющие на конструктивные решения зданий и сооружений в зависимости от их назначения. Приведены особенности проектирования гидротехнических сооружений с применением монолитного железобетона, строительство которых интенсивно ведется в настоящее время в странах Африки, Азии, Латинской Америки и других.

3. Выполнен анализ основных положений расчёта железобетонных конструкций, работающих в условиях жаркого климата по ТНПА разных стран, а именно бывшего СССР Российской Федерации, стран Евросоюза. Рассмотрен учет влияния влажности и температуры воздуха, интенсивности солнечной радиации при выполнении практических инженерных расчетов ЖБК по двум группам предельных состояний с учётом изменения не только прочностных характеристик, но и деформаций усадки, ползучести, модуля упругости бетона.

4. Приведены рекомендации по подбору состава бетона, учету изменения водо-ценностного отношения, применения добавок и видов заполнителя по нормам бывшего СССР, Российской Федерации, США (нормы АСІ) и стран Евросоюза при возведении зданий и сооружений в условиях жаркого климата.

5. Рассмотрены особенности производства бетонных работ, технологических процессов с учетом влияния климатических факторов по нормам разных стран. Приведены примеры современных миро-

вых технологий и оборудования при возведении зданий и сооружений в условиях жаркого климата.

6. Выполнен обзор методов диагностики качества бетона, оценки его прочности с использованием современных прогрессивных приборов, а также методологических особенностей нормируемых подходов к методам оценки соответствия бетона установленным требованиям многих стран

7. Разработаны рекомендации и предложения по совершенствованию проектирования и технологий возведения зданий и сооружений в условиях жаркого климата с учетом опыта многих стран.

В настоящей магистерской диссертации рассматриваются вопросы обеспечения и контроля качества строительной продукции из монолитного железобетона с учётом влияния климатических факторов на всех этапах ее жизненного цикла с целью её безопасной эксплуатации и конкурентоспособности. Выполненная работа может принести пользу специалистам в Республике Беларусь в области строительной индустрии в связи с их выходом на зарубежные рынки, в том числе и страны жарким климатом.



Рис. 2. Национальный торговый центр Лагос

**Анализ методик расчета изгибаемых бетонных конструкций со стеклопластиковой арматурой по эксплуатационной пригодности**

Акбар С.М.

Научный руководитель: Хотько А.А.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В процессе возведения какого-либо строения или сооружения применяется арматура. В настоящее время современные технологии дают возможность создавать продукцию не только из металлопроката, но и композитную арматуру, в частности – стеклопластиковую.

В нормативной базе Республики Беларусь отсутствуют действующие технические нормативные правовые акты (далее - ТНПА), позволяющие применять композитную арматуру в изгибаемых стеклопластбетонных несущих конструкциях. Существующие рекомендации по расчету конструкций с композитной арматурой в большинстве случаев являются модификацией норм по расчету железобетонных конструкций со стальной арматурой. Изменения связаны с нормированием физико-механических свойств арматуры и ряда эмпирических соотношений, основанных на экспериментальных данных. Причем как показывает анализ имеющихся методик расчета по трещиностойкости и деформативности, эти методы расчета имеют различия между собой, оказывающие влияние на оценку рассчитываемых параметров [1-6].

Расчеты эксплуатационной пригодности выполняются при сочетании нормативных нагрузок и включают расчет по деформациям и расчет по образованию и раскрытию трещин.

Проверку предельного состояния по ширине раскрытия трещин предлагается производить из известного условия:

$$w_k \leq w_{lim} \quad (1)$$

где  $w_k$  - расчетная ширина раскрытия трещин;

$w_{lim}$  - предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Учитывая коррозионную стойкость стеклопластиковой арматуры по отношению к агрессивным средам, в которых стальная арматура

подвергается активной коррозии, предельно допустимая ширина раскрытия трещин для конструкций, армированных стеклопластиковой арматурой принимается большей, чем для элементов со стальной арматурой. В основном, исследователи рекомендуют назначать предельно допустимую ширину раскрытия трещин для стеклопластбетонных элементов, равной 0,5 мм. При непродолжительном раскрытии трещин в нормальных условиях эксплуатации это значение принимают равным 0,7мм [3-6].

В общем случае расчетную ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента ( $w_k$ ), принимают равной средним относительным деформациям продольной растянутой композитной арматуры на участке между трещинами, умноженным на расстояние между трещинами. Расстояние между трещинами следует определять из условия, по которому разности усилий в растянутой композитной арматуре в сечении с трещиной и в сечении по середине участка между трещинами уравниваются силами сцепления композитной арматуры с бетоном. При этом разность усилий в композитной арматуре на этом участке принимается равной усилию, воспринимаемому растянутым бетоном перед образованием трещин. Относительные деформации растянутой композитной арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, определяются в общем случае из системы расчетных уравнений деформационной модели по заданным значениям изгибающих моментов и продольных сил.

Предельное состояние конструкций с композитной арматурой по деформациям следует проверять из условий:

- ограничения соотношения геометрических параметров конструкции (например, отношения эффективного пролета к рабочей высоте сечения элемента конструкции) без дополнительного расчета перемещений;
- непревышения расчетными перемещениями предельно допустимых значений:

$$a_k \leq a_{lim} \quad (2)$$

где  $a_k$  – прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от расчетного сочетания воздействий, мм;

$a_{lim}$  – предельно допустимый прогиб (перемещение), мм, принимаемый по действующим ТНПА [3-5].

Прогибы (перемещения) конструкций с композитной арматурой следует рассчитывать по общим правилам строительной механики, используя значения продольных деформаций, поперечных деформаций и кривизн по длине конструкций от расчетных воздействий и их сочетаний.

Кривизна железобетонных элементов принимается равной разности краевых относительных деформаций элемента в сечении, нормальном к продольной оси, деленной на высоту сечения.

Для участков элементов с трещинами кривизну 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 общей деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающего момента и продольной силы от соответствующего сочетания внешних нагрузок [3-6].

Различные рекомендации и строительные правила [2-5], разработанные учеными Республики Беларусь, Российской Федерации, Европейских стран, предлагают выполнять расчет ширины раскрытия трещин для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, по упрощенной методике. При этом, обладая общей схожестью, данные методики имеют и некоторые различия.



С целью оценки достоверности различных методик расчета изгибаемого элемента, армированного в растянутой зоне стеклопластиковой арматурой по эксплуатационной пригодности, нами был выполнен расчет ширины раскрытия трещин и прогибов по зависимостям, предлагаемым в источниках [3], [4] и [5] 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.

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. Волик [7] и А. А. Почебыт [8]. Кроме методик, предлагаемых источниками [3], [4] и [5] были выполнены расчеты по эксплуатационной пригодности с использованием общего деформационного метода, реализованного в программном продукте ВЕТТА+. Данный программный продукт в его части, предназначенной для научных исследований, позволяет в качестве исходных данных задавать произвольные диаграммы деформирования материалов (полученных по опытным данным), что ставит возможным расчет бетонных сечений, армированных стеклопластиковой арматурой.

Результаты выполненного численного эксперимента по ширине раскрытия трещин представлены в табл. 1, а по прогибам – в табл.2.

Анализ выполненных расчетов и сопоставления с опытными данными позволил сделать следующие выводы:

1. Наибольшее приближение к экспериментальным данным дает общий деформационный метод расчета, реализованный в программном комплексе ВЕТАPLUS.

2. Методики расчета по эксплуатационной пригодности, предлагаемые источниками [4] и [5] дают большее приближение к опытным данным по сравнению с методикой, предлагаемой в [3]. Так, например, расчет ширины раскрытия трещин по методике, предло-

женной в [4] дает завышенные значения по сравнению с экспериментальными данными на  $\approx 47\%$ , в то время, как методика, предлагаемая источником [3] дает заниженные значения по сравнению с экспериментальными данными на  $\approx 86\%$ .

Таблица 1

Сравнение расчетных данных по различным методикам с экспериментальными данными по ширине раскрытия трещин

Исходные данные и оцениваемые параметры	Сравнение расчетных данных по различным методикам	
	с эксперимент. данными [8]	с эксперимент. данными [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	12	4
Максимальная ширина раскрытия трещин в опыте, $a_{cr}$ , мм	2	2.5
Предельный расчетный изгибающий момент, $M_{rd,calc}$ кН*м, согласно Бетта*	9,34	2.05
Опытная ширина раскрытия трещин при $M=M_{rd,calc}$ , $a_{cr}$ , мм	1,25	2,0
Максимальная расчетная ширина раскрытия трещин согласно Бетта*, $a_{cr}$ , мм	1,14	2,87
Максимальная расчетная ширина раскрытия трещин согласно [3], $a_{cr}$ , мм	0,416	0,351
Максимальная расчетная ширина раскрытия трещин согласно [4], $a_{cr}$ , мм	2,376	2,234
Максимальная расчетная ширина раскрытия трещин согласно [5], $a_{cr}$ , мм	2.17	3.21

Примечание:

\* - расчет в программном продукте Betta+

Сравнение расчетных данных по различным методикам  
с экспериментальными данными по прогибам

Исходные данные и оцениваемые параметры	Сравнение расчетных данных по различным методикам	
	с эксперимент. данными [8]	с эксперимент. данными [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
Максимальные прогибы в опытах, мм	8,5	2,5
Максимальная расчетная прогибов согласно [3], <i>f, мм</i>	10,3	3,6
Максимальная расчетная величина прогибов согласно [4], <i>f, мм</i>	2,5	1,7
Максимальная расчетная величина прогибов согласно [5], <i>f, мм</i>	11,5	4,09

Примечание:

\* - расчет в программном продукте Betta+

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 - Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules. - CEN, 2004.
2. Р-16-78, Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой. - Москва: НИИЖБ, 1978.
3. Рекомендации по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой. – Минск, НИПТИС, 2014.
4. СП 63.13330-2012 «Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования». – Москва, 2013.
5. «Руководство по проектированию и строительству бетонных конструкций, укрепленными волокнистыми полимерными стержнями» Рим, 2007г

6. Фролов Н.П., Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. - Москва: Стройиздат, 1980.

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.

УДК 624

### **Применение металлических дюбель-гвоздей для крепления профнастила к несущим конструкциям покрытия каркасных зданий**

Солдатов Р.Р.

Научный руководитель: Сырица И.С.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Соединение профилированного настила с несущими конструкциями при помощи металлических дюбель-гвоздей производится пороховыми монтажными пистолетами. Посредством взрыва порохового заряда дюбель-гвоздь (1) пробивает профнастил (2) и забивается в несущую конструкцию (3).

Для данного соединения используются металлические дюбель-гвозди из углеродистой закаленной оцинкованной стали с твердостью HRC58/ HRC55.5 по Роквеллу, при этом толщина цинкового покрытия составляет от 8 до 16 мкм. Они предназначены для крепления стальных листов с пределом прочности  $\geq 270$  МПа и толщиной  $t_I = 0,5$  мм - 2,5 мм (макс. 4 мм для 2 - 4 слоев) к стальным элементам с пределом прочности 360-750 МПа и толщиной  $t_{II} \geq 6$  мм.

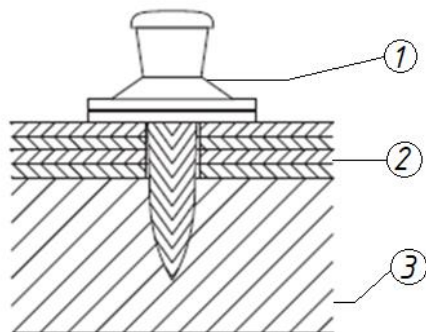


Рис. 1. Соединение 4-х слоёв профнастила с несущей конструкцией

Также отдельно необходимо проводить подбор порохового заряда с соответствующей энергией взрыва для наиболее корректного забивания дюбель-гвоздей.

Применение подобного соединения для крепления профилированного настила к несущим конструкциям покрытия каркасных зданий является крайне перспективным направлением в возведении каркасных зданий. Область использования данного соединения ограничивается лишь покрытиями конструкций, находящимися в особых условиях эксплуатации (в зданиях, подвергающихся интенсивным температурным воздействиям (ниже  $-55^{\circ}$  и выше  $+100^{\circ}\text{C}$ ) или воздействиям агрессивных сред), а также в покрытиях специальной конструкции (предварительно напряженных, пространственных, висячих). Использование такого соединения в сейсмических зонах допускается при наличии положительного экспертного заключения, сделанного на основании испытаний типовых узлов на расчетную сейсмическую нагрузку. При этом при соответствии условий эксплуатации заявленной области применения, срок службы этого соединения составляет не менее 25 лет.

Подобная технология позволяет, согласно исследованиям АО «Хилти Дистрибьюшн Лтд», сократить время монтажа профилированного настила к несущим конструкциям до 15-20 раз в сравнении с монтажом при помощи самосверлящихся винтов. В качестве примера можно привести возведение ледового дворца спорта «Айсберг» в г. Сочи для Зимних Олимпийских игр 2014. Ещё одним большим преимуществом по сравнению с классическими методами монтажа

является то, что оператор не привязан к источникам электрического питания, поскольку весь принцип основан на энергии расширяющихся газов при взрыве пороха в патроне. Эти же газы при помощи поршня газовозвратного механизма производят перезарядку этого пистолета, а низкое потребление энергии системой цифрового контроля эффективности забивания дюбель-гвоздей практически полностью освобождает исполнителя работ от необходимости подключаться к электросети либо носить с собой запасные аккумуляторы. Также преимуществом является и универсальность подобного соединения, поскольку оно может применяться не только для крепления профилированного настила. К преимуществам можно отнести и относительную простоту данного процесса, поскольку он сводится к нескольким операциям, которые не требуют много времени от исполнителя.

Однако у подобного метода есть и недостатки. Главными из них являются крайне жёсткие требования по технике безопасности при проведении подобного рода работ и необходимость в постоянном контроле процесса монтажа.

Также к недостаткам можно отнести необходимость проведения специальных тренингов с последующей аттестацией исполнителей работ. Ещё одним недостатком является необходимость проведения пристрелки перед началом производства работ с целью оценки качества соединений и подбора оптимальной ударной мощности монтажного пистолета и порохового заряда.

Именно эти недостатки, в особенности более жёсткие требования к технике безопасности при проведении работ, и являются главными причинами отсутствия интереса со стороны строительных организаций в сертифицировании данного соединения.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СТО 17523759-011-2018 «Крепление стального профилированного настила к металлоконструкциям крепежными элементами Hilti. Общие технические условия», Москва, 2018.

## **Обзор требований нормативных документов в части обязательности применения механических соединений арматуры**

Харченко Е.И.

Научный руководитель: Латыш В.В.

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

**Введение.** В международной практике строительства широкое распространение получил метод механического соединения арматуры по длине с использованием резьбовых или обжимных муфт. Метод позволяет уменьшить густоту армирования в зоне стыка, снизить стоимость стыка в случае соединения арматуры больших диаметров (более 25 мм) по сравнению с методом стыковки арматуры внахлест (без сварки) либо применения соединений на основе сварки (ванной сварки).

Международный опыт применения механического соединения арматуры с использованием резьбовых муфт реализован в национальных ТНПА [4]. В соответствии с [4] применение механического соединения арматуры по длине является обязательным. Соединение арматуры внахлест и на сварке не допускается.

Следует отметить, что требование обязательности применения механического соединения арматуры по длине прописано в национальных ТНПА по производству работ. Учитывая это, выполним обзор требований в части применения механических соединений арматуры, которые содержатся в национальных ТНПА по проектированию.

Требования ТНПА предъявляемые к соединениям арматуры по длине приведены в таблице 1.

Нормы по проектированию [4] запрещают стыковку арматуры внахлест без сварки только стержней диаметром 40 мм. В соответствии с п. 11.2.43 отдельные стержни диаметром более 25 мм не рекомендуется стыковать внахлестку (без сварки), а более 36 мм — не допускается.

Нормы по проектированию [3] не ограничивает область применения стыковых соединения арматуры внахлест (см. пп.8.7, 8.8). Согласно п.8.8 стержни больших диаметров, значение которых превышает 32 мм, не рекомендуется соединять внахлест.

Таблица 1

## Ограничения по диаметру применяемой арматуры для различных типов соединений согласно ТНПА

№ пп	Наименование ТНПА	Вид соединения		
		«Внахлест»	«На ванной сварке»	«На муфтах»
ТНПА на проектирование железобетонных конструкций				
1	СНБ 5.03.01-03 п.11.2.43	$\varnothing \leq 36$ мм Не рекомендуется $\varnothing \leq 25$ мм	$\varnothing \geq 20$ мм $\varnothing \leq 40$ мм	Отсутствуют
2	ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2. пп.8.7, 8.8	Не рекомендуется $\varnothing \leq 36$ мм	$\varnothing \geq 20$ мм	Не ограничивает
ТНПА на возведение железобетонных конструкций				
3	ТКП 45-5.03-131 п. 4.2.4	$\varnothing < 20$ мм	$\varnothing < 20$ мм	Не ограничивает

## Выводы

1. ТНПА по проектированию строительных конструкций [2], [3] не содержат требований, жестко ограничивающих применение стыковых соединений арматуры внахлест (без сварки) при диаметре до 40 мм.

2. Нормативно правовые акты по возведению монолитных железобетонных зданий [4] ограничивают применение метода стыковки внахлест начиная с диаметра арматуры 20 мм.

## Заключение

Противоречия в ТНПА по проектированию и возведению железобетонных конструкций в части требований по соединению арматуры должны быть устранены. Механический способ соединения арматуры должен носить рекомендательный, а не обязательный характер.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТР 2009/013/ВУ Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность.



2. ТКП EN 1992-1-1-2009 «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий»
3. СНБ 5.03.01-03 «Бетонные и железобетонные конструкции».
4. ТКП 45-5.03-131-2009 «Монолитные бетонные и железобетонные конструкции. Правила возведения».-Мн.: Стройтехнорм, 2009 г. – 23 с.

УДК 624

## **Особенности расчета каркасов зданий по ТНПА разных стран**

Чечуха Е. Г.

Научный руководитель: Шилов А. Е.)  
Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

Проблема, связанная с определением типа каркаса является основополагающей, именно от этого зависит весь расчет здания.

На сегодняшний день нет статистики сопоставления результатов по определению типов каркаса по различным ТНПА. Сейчас в Республике Беларусь наравне с ТКП EN 1992-1-1-2009\* действует и СНБ 5.03.01-02.

Данная работа является обзорно-аналитической. Проработка этой работы требует множества расчетов, анализ которых поможет выявить преимущества и недостатки различных ТНПА и их положений. Эта работа является первым шагом в необходимых дальнейших исследованиях.

В ТКП EN 1992-1-1-2009\* различают следующие типы каркаса:

- раскрепленные элементы или системы: конструктивные элементы или подсистемы, для которых при расчете и проектировании принято, что они не способствуют общей горизонтальной устойчивости конструкции;

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

- раскрепляющие элементы и системы: конструктивные элементы или подсистемы, для которых при расчете и проектировании приня-

то, что они способствуют общей горизонтальной устойчивости конструкции.

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}; \left( 1 + \frac{k_1}{1 + k_1} \right) \cdot \left( 1 + \frac{k_2}{1 + k_2} \right) \right\} .$$

Четкие указания, согласно которым тот или иной элемент следует относить к раскрепленным или раскрепляющим элементам, не даны. Таким образом, выбор той или иной системы полностью основан на предположениях и допущениях, закладываемых проектировщиком в работу каркаса.

В стандарте Великобритании BS EN 1992-1-1:2004 [4] различают:

- “braced members or systems” – structural members or subsystems, which in analysis and design are assumed *not* to contribute to the overall horizontal stability of a structure.

- “bracing members or systems” – structural members or subsystems, which in analysis and design are assumed to contribute to the overall horizontal stability of a structure.

В BS EN 1992-1-1:2004 [4] подход к определению типа каркаса аналогичен ТКП EN 1992-1-1-2009\* [1], действующему на территории РБ.

В СНБ 5.03.01-02 [2] различают:

- несмещаемые каркасы – каркасы, имеющие связевые элементы, или без них, в которых влияние перемещения узлов на расчетные моменты и усилия незначительно (не превышает 5%) (согласно 7.1.3.9);

- смещаемые каркасы – каркасы, которые не являются несмещаемыми (согласно 7.1.3.17).

В СП 63.13330.2012 нет информации по различному назначению элементов каркаса.

Раньше каркасные здания представлялись в виде пилонов – диафрагм с примыкающими колоннами, а также отдельных колонн, объединенных жесткими дисками перекрытий. В качестве обычных упрощений принималось, что диски перекрытий абсолютно жесткие; деформации сдвига в швах между сборными конструкциями учитывались приближенными коэффициентами; в открытых диафрагмах крутильная жесткость не учитывалась, а в закрытых – принималось,

что жесткость стесненного кручения мала по сравнению с таковой при свободном кручении; масса здания равномерно распределялась по объему и т.д.

Сегодня в практике проектирования стали использовать программные комплексы, реализующие конечно-элементные модели, которые позволяют с единых методологических позиций рассчитывать здания разнообразных конструктивных схем, состоящие из стержневых и плоских элементов, сгруппированных в любых сочетаниях. Сейчас имеется возможность задавать достаточно сложные конфигурации и схемы зданий, моделировать различные опирания с применением сложных пространственных шарниров и связей и т.д. При этом, однако, значительно усложнилась подготовка исходных данных и соответственно потребовалась высокая квалификация пользователей, повышенные требования к пониманию ими характера работы конструкций и узлов под нагрузкой и теоретических расчетных положений, положенных в основу программных комплексов. К сожалению, трудно выявить ошибки в формировании расчетных схем, связей, и т.п. несмотря на большое количество вспомогательных инструкций и руководств, но эти ошибки могут привести к аварийным ситуациям на объектах, о чем постоянно напоминают как авторы программ, так и реальная практика проектирования и эксплуатации зданий и сооружений.

Таким образом расчет каркасов, а именно их нелинейной работы, реализуется достаточно приближенно. Поведение реальных материалов имеет упруго-пластический характер с проявлением деформаций ползучести, последствия и т.д., а обычно применяемые линейно-упругие модели работы сечения не позволяют достаточно точно определять напряженно-деформированное состояние конструкций на ветвях разгрузки, изменения знака усилия и т.д.

Вывод:

1. В зависимости от принятой схемы здания, различаются характеристики элементов, а значит и их расчетные длины, и предельные гибкости.

2. Определения разных типов каркаса ТКП EN 1992-1-1-2009\* и СНБ 5.03.01-02 различаются, как и подход, по которому данный тип каркаса относится к тому или иному виду.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992-1-1-2009\*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015. – 205 с.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 140 с.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Министерство региональной федерации РФ, 2012. – 159 с.
4. BS EN 1992-1-1:2004 - Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for building.
5. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary.
6. Казачек, В.Г. Проблемные вопросы расчета железобетонных каркасных зданий с учетом требований действующих норм Республики Беларусь / В. Г. Казачек, А. Е. Шилов, Е. Л. Коршун

УДК 624

### **Особенности реконструкции перекрытий в лифтовых шахтах**

Шкабара Я. Р.

Научный руководитель: Зверев В. Ф.

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В существующих зданиях перекрытия над лифтовыми шахтами выполнены из сборных и монолитных железобетонных полнотелых плит. Стены шахт выполнены из сборных объемных железобетонных блоков лифтовых шахт, монолитного железобетона, кирпичной кладки. В связи с тем, что со временем конструкция перекрытия подвергается износу, ее несущая способность снижается на 70%. Для монтажа нового лифтового оборудования производится усиление плиты или ее замена. Возможно 4 варианта усиления:

Усиление плит перекрытия системой внешнего армирования из композитного материала в 2 слоя. В качестве данного материала принимается углеродистая лента FibArm-Tape 230/300. Основными достоинствами данного метода являются:

- универсальность и широкий спектр применения. Возможно усиление объектов сложной формы;
- минимальный вес усиливающей системы;
- высокая стойкость к коррозии;
- малая толщина усиливающего слоя;
- малые сроки проведения работ и минимальные трудозатраты;
- усиливающая система не нуждается в дополнительном обслуживании при эксплуатации здания.

Лента укладывается аккуратно на покрытую адгезивным составом поверхность. Материал полностью разравнивается, устраняются натяжение и разравниваются складки. Прокатка ленты выполняется строго по направлению волокон. При этом адгезивный состав должен полностью пропитать ленту.

Наращивание железобетона снизу плиты перекрытия. При этом должно быть обеспечено сцепление между старым и новым бетоном.

Последовательность следующая:

- в существующей плите отбивается бетон до арматуры;
- к существующей арматуре приваривается новая арматура и делаются насечки в дефектной плите для лучшего сцепления;
- забетонировать мелкозернистым бетоном класса не ниже  $C^{20/25}$ .

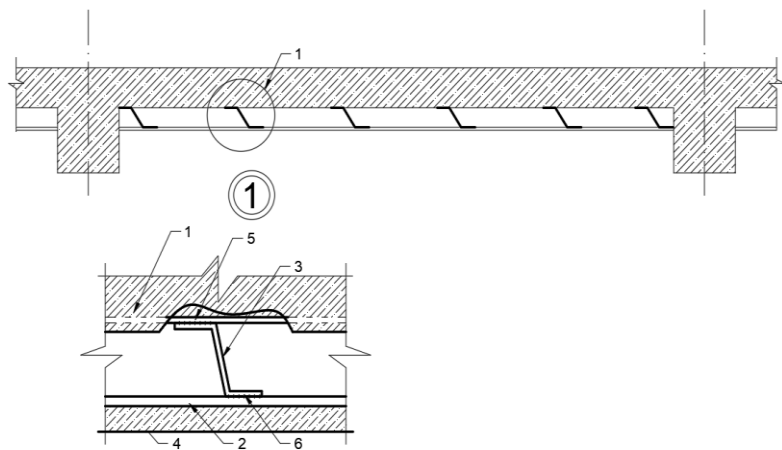


Рис. 1. Нарастивание снизу монолитных плит:

1 – усиливаемая плиты; 2 – рабочая арматура усиления; 3 – арматурные отгибы; 4 – торкрет-бетон усиления; 5 – вырубленный защитный слой бетона; 6 – сварка.

Разгрузка плиты перекрытия путем перераспределения нагрузки от лифтового оборудования с плиты перекрытия на стены шахты машинного помещения.

Последовательность следующая:

- демонтируется существующее оборудование;
- на существующей плите выполняется цементно-песчаная стяжка толщиной 50 мм;
- в полу машинного помещения ставят закладные детали;
- на закладные детали устанавливают стальные балки, выполненные из швеллера №10;
- новое оборудование устанавливают на новые стальные балки.

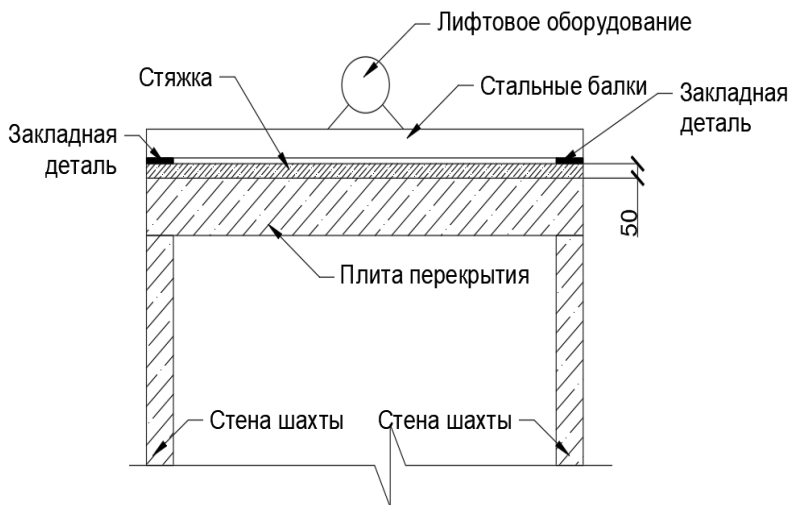


Рис. 2. Устройство стальных балок на плите перекрытия.

Устройство со стороны лифтовой шахты снизу существующего перекрытия стальных двутавровых балок. Возможно использование только в шахтах, стены которых выполнены из кирпича в связи с тем, что данные балки устанавливаются в стены с минимальной длиной опирания балок 150 мм. В стенах устраивается штраба, в которую устанавливаются балки. После штраба замоноличивается и между балками и плитой устанавливаются металлические прокладки.

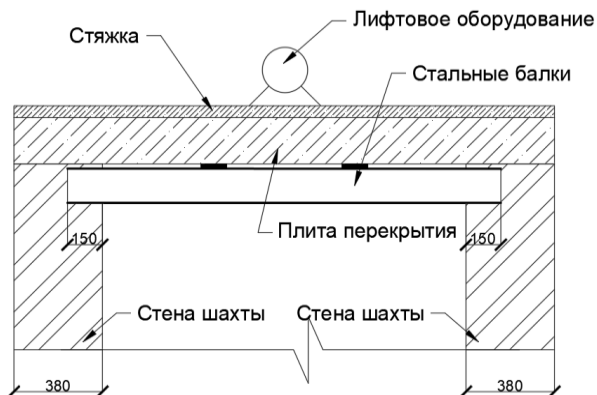


Рис. 3. Устройство стальных балок под плитой перекрытия

УДК 624

### **Инновации строительных конструкций**

Янович Н.А., Послед П.В., Чекуришвили Л.Г.

Научный руководитель: Коледа С.М.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Введение. Капитальное строительство в мире продолжает развиваться бурными темпами. Одновременно развиваются базы строительной индустрии, создаются новые прогрессивные строительные конструкции из различных материалов, совершенствуется теория их расчета, чему способствовало, в частности, широкое использование Электронно-вычислительных машин.

В последние десятилетия в проектировании и строительстве зданий и сооружений достигнуты значительные успехи – существенно повышены технические и экономические характеристики благодаря применению рациональных и прогрессивных строительных конструкций.

Расширилось производство высокопрочных бетонов и арматурных сталей, дальнейшее развитие получили железобетонные конструкции с предварительным напряжением арматуры. Доказаны возможность и целесообразность арматуру подвергать не только

предварительному растяжению, но и предварительному сжатию, когда она расположена в сжатой зоне элемента.

Для повышения прочностных показателей бетона особенно при растяжении расширилось применение дисперсного армирования различными видами неметаллических фибр.

Шире стали применяться предварительно напряженные металлические конструкции, а также конструкции из легких сплавов. В районах, расположенных вблизи крупных массивов, во многих случаях целесообразно использовать деревянные конструкции, в развитии которых также наблюдается заметный прогресс.

**Современные строительные конструкции и области их применения.** К строительным (их иногда называют «инженерные конструкции») относятся те несущие конструкции промышленных и гражданских зданий и инженерных сооружений, размеры сечений которых определяются расчетом. Этим строительные конструкции отличаются от архитектурных конструкций (частей зданий), размеры сечений которых назначаются согласно архитектурным, теплотехническим или другим специальным требованиям.

### **Современные строительные материалы.**

В последнее время наметился положительный сдвиг в развитии строительной индустрии. Облик многих городов преобразуется на глазах. Заметна устойчивая тенденция к увеличению объемов строительства, особенно жилищного, особенно индивидуального и, следовательно, росту потребности в различных видах современных строительных материалов. Архитекторы создают множество красивых и оригинальных проектов, отвечающих современным требованиям комфортабельности и эстетики. Производители стараются не отставать от архитекторов и расширяют производство качественных строительных материалов и изделий. Сегодня почти на каждом конкретном предприятии отрасли наблюдается непростой и часто очень болезненный переход от выпуска устаревшей нерентабельной продукции к производству конкурентоспособных материалов и изделий.

Одними из ключевых строительных материалов были и остаются вяжущие вещества, к которым в дополнение к традиционным — портландцементу, извести, гипсу и др. — в последние десятилетия прибавились нетрадиционные вяжущие на основе хромитов, магнетитов и т.п. и смешанные (композиционные) вяжущие, состоящие из



традиционных вяжущих или их смеси и специальных добавок, усиливающих те или иные свойства.

Роль и значение вяжущих в создании качественных строительных материалов трудно переоценить. Углубление знаний о гидратационных процессах и формировании структуры при твердении позволяет прогнозировать строительные свойства затвердевшего материала и создавать многокомпонентные вяжущие нового поколения, более экономичные, экологически безопасные и конкурентоспособные. Примером этого может служить предложение простой малоэнергоемкой технологии многокомпонентного вяжущего на основе фосфогипса, кстати сказать, крупнотоннажного отхода при производстве минеральных удобрений. Достигается это сочетанием фосфогипса с известью, цементом и пуццолановыми добавками. Причем фосфогипс в зависимости от вида может выступать не только как компонент вяжущего, но и служить наполнителем. Другим примером может служить создание водостойкого гипсоцементно-пуццоланового вяжущего.

Промышленность строительных материалов – одна из отраслей экономики, которая в широком масштабе может использовать в своем производстве различные отходы. Об этом свидетельствуют результаты исследований по вовлечению в технологию вяжущих и бетонов зол теплоэлектростанций и отходов углеобогатительных предприятий.

Отходы стекольного производства, использованная стеклянная тара, бой тарного и технического стекол также могут служить сырьем для производства строительных материалов. Утилизация этих отходов очень важна. Ведь использованную стеклянную тару и стеклобой часто просто закапывают, особенно на Севере и в Сибири, куда завозят много напитков, консервов и других видов материалов в стеклянной таре, а вывозить тару обратно слишком дорого. Более серьезная ситуация наблюдается с боем технического, например кинескопного, стекла, поскольку оно не подлежит захоронению. Количество такого стекла в связи с увеличением выпуска плоских экранов телевизоров, компьютеров и пр. постоянно растет. Организация производства строительных материалов на основе стеклобоя позволила бы достаточно просто получить материалы высокого качества и одновременно решить проблему охраны окружающей среды. В связи

с этим интересны исследования механизмов автоклавного и неавтоклавного твердения композиций с использованием стеклобоя.

В основу разработки высокоэффективных строительных материалов положен принцип целенаправленного улучшения традиционных методов получения и свойств создаваемых материалов. По такому принципу были получены вяжущие низкой водопотребности, целая серия тонкомолотых цементов, гидравлические композиционные гипсовые вяжущие и бетоны на их основе и др.

Решение экологических проблем заключается не только в решении вопросов использования промышленных, теплоэнергетических и бытовых отходов. Огромное воздействие на экологическую ситуацию оказывает выделение углекислого газа при сжигании топлива для отопления зданий. Поэтому уменьшение потерь теплоты через ограждающие конструкции — реальная возможность и экономии энергоресурсов, и решения экологической проблемы. Сокращение тепловых потерь возможно либо при увеличении толщины стен и покрытий, либо при использовании эффективных теплоизоляционных материалов. Первое — нецелесообразно, поэтому основным является второй путь — применение качественно новых, более эффективных теплоизоляторов. Строительные теплоизоляционные материалы, кроме основных функциональных свойств, должны обладать достаточной механической прочностью, быть экологически- и пожаробезопасными, простыми в применении и относительно недорогими. Одним из таких материалов является ячеистый бетон, в частности, наиболее эффективная и экономичная его разновидность — неавтоклавный пенобетон. Мелкие пенобетонные блоки универсальны — их можно применять для строительства как малоэтажных таунхаусов и коттеджей, так и высотных каркасных зданий. Организация производства мелких блоков из неавтоклавного пенобетона не требует значительных капиталовложений, а для изготовления монолитного пенобетона разработаны передвижные установки.

Весьма перспективным представляется получение пористых материалов щелочно-силикатного состава в виде плит либо гранул диаметром 3 — 10 мм. Создание высокопористой структуры средней плотностью до 60 кг/м<sup>3</sup> и теплопроводностью 0,03 Вт/(м • К) осуществляется путем термического или холодного вспенивания водных растворов щелочных силикатов (жидкого стекла) или твердых щелочно-силикатных гидрогелей.

Наиболее распространенными строительными теплоизоляционными материалами по праву служат материалы волокнистой структуры. Качество минерального волокна и изделий на его основе определяется прежде всего химическим и минералогическим составами исходного сырья, а также способами переработки его в волокно. Долговечность волокна и его влагостойкость, зависящие от природы минерального сырья, являются объектом пристального внимания отечественных исследователей. В зарубежной практике для получения волокна используют только кислые породы, что обеспечивает его высокую влагостойкость, и выпускают в основном стекловолочно. Продукция отечественных предприятий представлена главным образом минеральной ватой из доменных шлаков. Однако все чаще для подкисления шлаков применяют базальтовые породы в количестве 25 – 30% объема шихты, что позволяет значительно повысить качество продукции.

Современный потребитель хочет иметь не только комфортное, но и красивое жилище. Дизайнеры предлагают более сотни наименований декоративных покрытий стоимостью от 50 долл. за 1 м<sup>2</sup>, продавцы уговаривают приобрести «эксклюзивные суперсовременные» материалы, некоторые отечественные производители рекламируют дешевые покрытия с «европейским качеством». Как разобраться во всем этом? Ведь потребителю нужны современные декоративные материалы, технологичные, долговечные и доступные по цене.

Уже много разнообразных и качественных отечественных декоративных материалов уверенно конкурируют с зарубежными. Основные достоинства современных материалов — легкость в употреблении, удобство в работе, экологическая чистота, широкая цветовая гамма, долговечность, экономическая доступность.

Среди материалов для внутренней отделки помещений и облицовки фасадов зданий все большую популярность приобретает керамический гранит. Уникальные свойства этого материала, фактура, рисунок, цвет дают возможность архитекторам применять его как в элитных помещениях, так и в производственных цехах. Широкое признание этот материал получил всего несколько лет назад. Выходец из Италии, керамогранит в настоящее время уверенно завоевывает позиции в Испании, Англии, Турции, Китае, других странах и постепенно вытесняя материалы из природного камня. Визуально он

практически неотличим от природных аналогов (гранита, мрамора и т.п.), но имеет при этом более высокие технические характеристики.

### **Пожароустойчивые строительные материалы**

Очень актуальны сейчас пожароустойчивые строительные материалы, особенно для жилищного фонда, ведь около 70% пожаров происходит в жилых домах. Вероятность возникновения пожара можно уменьшить, используя трудно возгораемые материалы или пропитывая строительные конструкции (особенно деревянные) специальными противопожарными составами. В настоящее время разработаны и активно внедряются эффективные огнезащитные средства и составы, имеющие адресный характер применения. Обработанную такими огнезащитными составами древесину, способную довольно долго сопротивляться огню, можно относить уже к первой группе огнезащитной эффективности, т.е. к категории материалов, трудно поддающихся возгоранию.

В современном строительстве значительное распространение получают новые типы индустриальных конструкций – асбестоцементные изделия и конструкции, пневматические строительные конструкции, конструкции из легких сплавов и с применением Пластических масс. Их основные достоинства – низкая удельная масса и возможность заводского изготовления на механизированных поточных линиях. Легкие трехслойные панели (с обшивками из профилированной стали, алюминия, асбестоцемента и с пластмассовыми утеплителями) применяют в качестве ограждающих конструкций вместо тяжелых железобетонных и керамзитобетонных панелей.

По ценовому диапазону из всех современных стройматериалов наиболее привлекательны материалы, изготовленные с применением бетонных смесей. Технология их производства проста, все необходимые компоненты доступны – отсюда и сравнительно небольшая стоимость. Для приготовления бетона нужны лишь песок, вода и цемент, как основной ингредиент, а цементный порошок недорого производят в больших количествах заводы практически на всей территории нашей страны. А технология изготовления собственно строительных материалов из бетона тоже относительно несложная и не требует больших производственных затрат. В той же ценовой нише находятся и материалы из пенобетона – по этой технологии бетонная смесь обогащается пенообразователем, что придает изготавливаемым затем в специальных формах пеноблокам дополни-

тельную устойчивость и долговечность наряду с облегчением веса и улучшением теплоизоляционных свойств.

Экономичность применения бетонных строительных материалов обусловлена еще и небольшими транспортными затратами в их це-нообразовании. Производство пенобетона вообще можно организо-вать в непосредственной близости от стройплощадки, но и заводы желе-зобетонных конструкций, где выпускаются плиты из бетона, имеют-ся почти в каждом городе средних размеров.

Особенно привлекательно, что при невысокой стоимости пенобе-тона и железобетона потребительские свойства этих строительного-материалов находятся на очень достойном уровне. Эти материалы обладают хорошей прочностью, высокими теплоизоляционными характери-стическими, повышенным сроком службы. И при этом, будучи изготов-ленными из натуральных природных компонентов, они совершенно безопасны в экологическом плане и не несут какой-либо угрозы здо-ровью человека.

Наиболее распространенным в использовании и экономичным строительным материалом после бетонных изделий являются материалы из древесины. Причем сфера их применения у нас особенно расшири-лась в последнее время, после того как в практику индивидуального строительства вошла так называемая канадская технология – с ис-пользованием клееного бруса. Применение деревянных материалов в строительстве домов вообще традиционно в России и связано это, прежде всего, с простотой строительного процесса и доступностью древесины. При этом и потребительские свойства у древесных мате-риалов превосходны. Для возведения коттеджей и прочего индиви-дуального строительства дерево считается самым подходящим ком-понентом.

Материалы из древесины не просто экологически чисты – давно известно их благотворное воздействие на самочувствие и здоровье человека. А теплоизоляционные свойства дерева вообще уникальны; древесные материалы обеспечивают в помещениях дома комфорт-ную температуру в любой климатический сезон – и во время моро-зов, и в летнюю жару.

При использовании современных деревянных материалов (из ко-торых можно отдельно выделить такие виды, как простой и клееный брус, оцилиндрованное бревно), сам процесс возведения дома не от-нимает много времени. В основном деревянные конструкции и эле-

менты для будущего строения изготавливают на заводах и в специальных мастерских, а на стройплощадке происходит уже их сравнительно быстрая сборка и последующая отделка здания. Единственный недостаток деревянных строительных материалов по сравнению с материалами на основе бетонных смесей – стоимость дерева все-таки значительно выше.

Еще более дорогим современным строительным материалом – но вместе с тем качественным и удобным для строительства – на сегодняшний день является кирпич. Это обусловлено, во-первых, довольно сложным производственным процессом его изготовления, а во-вторых, изрядно увеличивают конечную стоимость кирпича расходы на его транспортировку. Производится качественный кирпич только в заводских условиях, с применением специального оборудования; как правило, кирпичные заводы располагаются довольно далеко от мест строительства, а перевозка кирпича к месту стройки требует соблюдения особых условий во избежание повреждения материала. Кирпич – продукт довольно ломкий.

Ну и в-третьих, сам метод применения кирпича в строительстве тоже неизбежно повышает его общую цену. Кирпичная кладка требует ручного физического труда, аккуратности и навыков работника, значительного времени. То есть, задумывая строительство здания из кирпича, надо заранее учитывать необходимость привлечения большого количества квалифицированных работников, которым придется платить высокую зарплату, причем работы по возведению стен среднего многоэтажного дома займут не меньше нескольких месяцев. Зато и потребительские свойства у строений из кирпича – чрезвычайно высокого качества. По долговечности с кирпичной кладкой до сих пор не может сравниться ни один современный строительный материал, да и по теплоизоляционным характеристикам – тоже. Лишь высокая цена препятствует преобладающему применению кирпича в строительной отрасли по сравнению с группами материалов, рассмотренных выше

#### Заключение

При проектировании того или иного здания (сооружения) оптимальные типы Строительные конструкции и материалы для них выбираются в соответствии с конкретными условиями строительства и эксплуатации здания, с учётом необходимости использования местных материалов и сокращения транспортных расходов.

При проектировании объектов массового строительства, как правило, применяются типовые Строительные конструкции и унифицированные габаритные схемы сооружений.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. [https://studme.org/54949/tovarovedenie/arhitekturno-stroitelnye\\_konstruktsii\\_metallicheskih\\_obolochek](https://studme.org/54949/tovarovedenie/arhitekturno-stroitelnye_konstruktsii_metallicheskih_obolochek)
2. <https://cyberleninka.ru/article/v/noveyshie-innovatsii-stroitelnyh-konstruktsiy-v-kotoryh-ispolzuyutsya-dostizheniya-poslednih-nauchnyh-issledovaniy-i-bionicheskogo>
3. <https://cyberleninka.ru/article/v/innovatsionnye-tehnologii-v-stroitelstve-1>
4. <https://proteh.org/articles/15112018-5-new-construction/>
5. [http://urss.ru/PDF/add\\_ru/189996-1.pdf](http://urss.ru/PDF/add_ru/189996-1.pdf)

Научное издание

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

Материалы  
75-й студенческой  
научно-технической конференции

*Минск, 23 мая 2019 г.*

Подписано в печать 24.09.2019. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.  
Усл. печ. л. 6,51. Уч.-изд. л. 5,09. Тираж 70. Заказ 574.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.  
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя  
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.