

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 72-й студенческой
научно-технической конференции
13 мая 2016 года

Минск
БНТУ
2016

УДК 666.94.015.7

ББК 33.33я43

С56

Редакционная коллегия:

- В. Ф. Зверев** – канд. техн. наук, зав. кафедрой
«Железобетонные и каменные конструкции»;
А. А. Хотько – канд. техн. наук, доцент кафедры
«Железобетонные и каменные конструкции»;
С. М. Коледа – ассист. кафедры
«Железобетонные и каменные конструкции»

Рецензенты :

- Т. М. Пецольт** – д-р техн. наук, профессор кафедры
«Железобетонные и каменные конструкции»;
Н. А. Рак – канд. техн. наук, профессор кафедры
«Железобетонные и каменные конструкции»;
А. Н. Жабинский – канд. техн. наук, зав. кафедрой
«Металлические и деревянные конструкции»

Сборник содержит материалы 72-й студенческой научно-технической конференции «Современные методы расчетов и обследований железобетонных и каменных конструкций». В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования железобетонных конструкций.

Издание предназначено для научно-педагогических работников, студентов, магистров и аспирантов.

ISBN 978-985-550-883-1

© Белорусский национальный
технический университет, 2016

СОДЕРЖАНИЕ

Будилович Е.Н. <i>Современное оборудование неразрушающего метода контроля бетона</i>	5
Вирт А.А. <i>Моделирование и расчет монолитных железобетонных конструкций жилых зданий в Robot Structural Analysis</i>	11
Пашко Д.А. <i>К вопросу о расчете сборной и монолитной арочной балки</i>	16
Мицкевич В.М., Жабко А. Г. <i>Сравнение отдельных разделов строительных норм Королевства Швеции с нормами Республики Беларусь</i>	20
Жерносек В.Л., Денисенко А.А. <i>Влияние температурных воздействий на НДС каменной кладки в многослойных конструкциях</i>	22
Ковганко Л.А., Прокопович В.С. <i>Применение композитных профилей при армировании железобетонных конструкций</i>	28
Лапицкая К.М. <i>К вопросу о применении крупноразмерных плит покрытия в одноэтажных зданиях</i>	31
Лях Д. В. <i>Проектирование здания посольства Республики Беларусь в Российской Федерации с применением информационной модели строительства</i>	39
Нагибович А.А. <i>Примеры проектирования в Revit</i>	43
Политова В.И. <i>Сборно-монолитный метод строительства на основе несъемной сталефибробетонной опалубки</i>	48

Пузан А. С. <i>Разработка пространственной параметризованной модели высотной кирпичной дымовой трубы в программном комплексе Autodesk Revit с надстройкой Dynato ...</i>	52
Расанец М. А. <i>Особенности учета влияния сейсмических воздействий в нормативных документах Беларуси, России, Украины, Европы и Америки</i>	55
Свиридов Ю.Ю. <i>К вопросу технического и эксплуатационного состояния наружных горизонтальных несущих конструкций зданий жилого и гражданского назначения.</i>	60
Снежко А.Ю., Протасевич А.А. <i>Аварии зданий и сооружений. Причины и последствия</i>	63
Соколовская Е.И. <i>Применение современных решений перекрытий при строительстве и реконструкции</i>	74
Тихоничев А.А. <i>Эффективность и надежность – главные особенности каркасных зданий АРКОС</i>	82
Шарикало П.Г., Ермакович В.А. <i>Определение причин обрушения козырька строящегося здания объекта торговли строительными материалами по ул. Гоголя, 170-А в г. Бобруйске</i>	94
Янский А.А., Перегуд И.Д. <i>Воздействие высоких температур на прочность железобетонных конструкций</i>	96
Ярохович А. Н. <i>Сравнение принципов и подходов к проектированию железобетонных конструкций в Беларуси и КНР.</i>	99

**Современное оборудование неразрушающего
метода контроля бетона**

Будилович Е.Н.

Научный руководитель – Шилов А.Е.

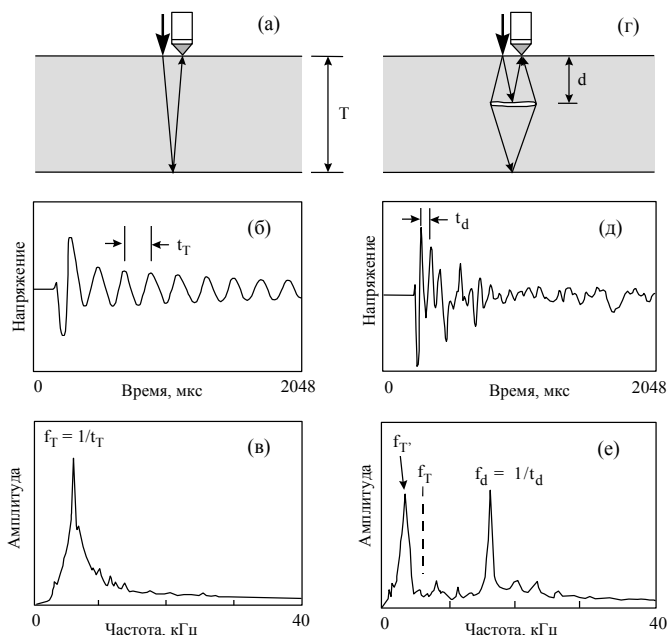
Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Предельная несущая способность определяется нагружением конструкции вплоть до ее разрушения. Однако применение такого метода является экономически нецелесообразным. Гораздо более привлекательны в этом плане неразрушающие методы, которые подразумевают применение для оценки состояния конструкций специальных приборов. В этом случае обработка полученных результатов измерений осуществляется при помощи компьютерных программ, что позволяет получить значительную достоверность конечных характеристик.

Существующий уровень оснащенности технологии монолитного строительства в Республике Беларусь нельзя признать удовлетворительным ни в плане использования технических средств (оборудования, приборов, приспособлений) и методик, ни в плане развития нормативной базы неразрушающего контроля, что в итоге негативно сказывается на качестве строительной продукции, на эксплуатационной надежности зданий и сооружений.

Активно набирает популярность у исследователей и внедряется в практику неразрушающего контроля бетона в США и многих странах западной Европы Impact-Echo метод (ИЕМ). ИЕМ причисляется к акустическим методам, хотя ему присущи некоторые элементы характерные для механических ударных. Физическая основа ИЕМ заключается в зависимости амплитудно-частотных параметров акустического отклика на кратковременное ударное воздействие с небольшой энергией от физико-механических параметров бетона. Основными косвенными параметрами метода являются длительность отклика и соотношения основных частотных составляющих спектра колебаний (рис. 1).



а, г – схемы контроля; б, д,- временные диаграммы сигналов отклика; в, е – частотные спектры сигналов

Рис. 1. Сравнение акустического отклика при отсутствии дефекта в зоне контроля (слева) и при наличии дефекта

ИЕМ высоко эффективен для обнаружения скрытых под поверхностью дефектов: трещин, расслоений, пустот. При отсутствии дефекта, после ударного воздействия в зоне контроля образуется акустическое поле, основные составляющие которого имеют частоты кратные частоте полуволновых колебаний. Частота f_T связана со скоростью распространения продольной волны c и расстоянием T соотношением

$$f_T = \frac{c}{2T}.$$

Наличие дефекта обогащает частотный спектр составляющими, частота которых определяется глубиной расположения дефекта d , а амплитуда зависит главным образом от размеров, формы и ориентации по отношению к фронту волны:

$$f_d = \frac{c}{2d}$$

Возбуждение колебаний в бетоне обычно производится специальным ударным механизмом, либо вручную – нанесением удара стальным сферическим индентором по поверхности изделия вблизи приемного преобразователя.

В зависимости от размеров и формы изделия, упругих свойств бетона, присутствия крупных дефектов, а также массы индентора изменяется частотный спектр отклика.

Прием колебаний осуществляется пьезоэлектрическими датчиками, регистрация и обработка сигнала – посредством портативного компьютера, связанного с датчиком через блок предварительной обработки сигнала, производящего его усиление и «оцифровку».

Современным прибором, использующим ИЕМ метод является **Pundit PL-200PE**. Режим А-скан позволяет осуществлять прямой анализ исходного сигнала и в режиме реального времени, В-скан режим обеспечивает вид в поперечном сечении, перпендикулярном к поверхности сканирования. Широкая область сканирования позволяет оценить глубину и однородность тестируемого участка. Плюсом данного устройства является также сухой контакт датчика. Русским аналогом данного устройства является томограф ультразвуковой низкочастотный **A1040M Полигон**, где результаты представляются в виде графического изображения внутренней структуры исследуемого объекта.

Представляют интерес опыт использования для локализации и оценки размеров неоднородностей и структурных нарушений в бетоне методов **радиолокации**. Основными достоинствами данного метода, в сравнении с акустическими методами являются: возможность бесконтактного (на расстоянии) взаимодействия приемно-излучающей системы с контролируемым изделием, возможность плавной/ступенчатой перестройки частоты зондирующих колебаний в достаточно широком диапазоне, что повышает информативность контроля.

Популярны радиолокационные приборы подповерхностного зондирования серии «ОКО» (НИИ приборостроения и ООО "Логис" г. Жуковский, Россия) и радиолокаторы разработки ЦНИИРЭС (Россия) – «Раскан-3» (рис. 2).

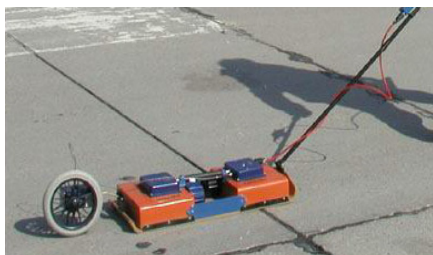


Рис. 2. Антенный блок АБ-400 георадара «ОКО» при обследовании взлетно-посадочной полосы.



Рис. 3. Антенный блок (датчик) прибора «Раскан-3»

Прибор серии “РАСКАН” обеспечивает обнаружение протяженного объекта диаметром 0.05 мм и длиной 20 мм в толще бетона на глубине 50 мм, осуществляя формирование подповерхностного изображения исследуемой области на экране монитора компьютера.

Для обнаружения дефектов в строительных конструкциях более важным параметром радара, чем максимальная глубина зондирования, становится минимальная глубина обнаружения дефекта. Снижения этой величины до значений 2...5 см представляет собой непростую техническую задачу, так как электромагнитный импульс проходит это расстояние за время порядка $2...3 \cdot 10^{-10}$ секунды. В настоящее время получили применение два подхода в её решении: на основе использования зондирующих электромагнитных импульсов малой длительности 0,1...1 нс; и использование непрерывных сверхвысокочастотных (СВЧ) колебаний с широкополосной перестройкой по частоте и регистрацией разницы частот (частоты биений) излучаемого и отраженного от дефекта сигналов.

Широкую популярность приобрел **SmartRock** – беспроводной датчик зрелости. Устройство применяется для контроля температуры свежего и затвердевшего бетона. SmartRock может быть помещен в опалубку перед заливкой, чтобы контролировать температуру бетона на месте. Непрерывные измерения записываются в память устройства и могут быть загружены в любое время в течении схватывания и твердения с помощью бесплатного мобильного приложения на смартфоне или планшетном устройстве.

На основе полученных данных можно сделать выводы о сроках удаления опалубки, оптимизации условий отверждения и необходимости отопления или охлаждения процессов.

Profometer PM-600 - прибор для точного измерения толщины защитного слоя бетона и диаметра арматурных стержней, использующий, в качестве метода измерений, принцип вихревых токов и импульсную индукцию.

Прибор оснащен универсальным датчиком "все в одном", в который входят: стандартный датчик - лучше всего подходит для произведения измерений в местах большого скопления арматурных стержней, таких, как колонны, балки и плиты над колоннами; датчик большого радиуса действия; точечный датчик - для произведения измерений в углах и в ограниченном пространстве. Прибор оснащен графическим дисплеем для отображения измеренных величин и минимальной толщины защитного слоя бетона.

Profometer Corrosion является универсальным решением для разностороннего анализа процессов коррозии в железобетонных конструкциях, основанный на методе измерения потенциала. Уникальные роликовые электроды позволяют проводить максимально быстрое и эффективное обследование. Ударопрочный корпус разработан специально для проведения измерений в полевых условиях. Сенсорный экран представляет результаты в виде двумерной расчетной схемы и позволяет представлять объекты любой геометрически неправильной формы. Прибор имеет улучшенную цифровую фильтрацию, удаляющую эффект внешнего шума (гражданские и промышленные источники энергоснабжения).

Избыточная влага в бетоне может иметь неблагоприятные последствия для бетонных напольных покрытий. Измеритель влажности **Nygropin** - идеальное решение для идентификации и мониторинга влажности в бетоне. Для определения влажности необходимо расположить измерительную манжету диаметром 5мм на конкретной глубине в бетоне. Это можно сделать либо путем высверливания отверстия или путем предварительной установки отверстия в свежем бетоне.

Измеритель влажности снабжен двумя различными датчиками, которые работают одновременно: контактный датчик осуществляет измерение под поверхностью бетона, а дополнительный бескон-

тактный датчик осуществляет регистрацию параметров окружающей среды.

В зависимости от настроек измеритель влажности отображает относительную влажность, температуру и рассчитанные психрометрические параметры, а также индикаторы направления для каждого параметра.

Воздухо- и водопроницаемость бетона являются отличными показателями потенциальной долговечности конкретного вида бетона и его сопротивления проникновению агрессивных газообразных или жидких сред.

Прибор измерения проницаемости **Torrent** позволяет быстро и без разрушений произвести измерение качества защитного слоя бетона для определения долговечности бетонной конструкции. Данные автоматически поступают на электронный блок, при этом автоматически высчитываются коэффициент проницаемости kT и глубина проникновения вакуума.

Категорию качества защитного слоя из сухой бетонной смеси можно посмотреть в таблице, используя значение kT . Если речь идет о влажной бетонной смеси, kT объединяется с электрическим сопротивлением бетона ρ , и тогда категория качества определяется исходя из номограммы.

Выявление неоднородности бетона, присутствия структурных нарушений, макродефектов, оценка водонепроницаемости и коррозионной стойкости является предпочтительной областью использования неразрушающих методов контроля в сравнении с механическими. К достоинствам данных методов можно отнести: высокую скорость проведения обследований, высокую точность получаемых результатов и простоту в использовании.

ЛИТЕРАТУРА

1. Глухов, Н.А. Точечные источники ультразвука как инструмент контроля физико-механических свойств материалов. - Дефектоскопия. – 1992. – №8. С. 49-51.
2. Леонович, С.Н., Мулярчик, В.С., Снежков, Д.Ю. Применимость сухого контакта в приборах ультразвукового контроля для контроля глубины трещин. Материалы XI международного научно-методического межвузовского семинара «Перспективы развития

новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. - Брест, 2004. - Часть I.

3. Леонович, С.Н., Снежков, Д.Ю., Мулярчик, В.С. Оценка глубины усадочных трещин на натурном объекте ультразвуковым методом. Тезисы доклада на международной научной конференции «Технология строительства и реконструкции: проблемы и решения» TCR-2004. - Минск, 2006.
4. Леонович, С.Н., Снежков, Д.Ю., Мулярчик В.С., Марковский Д.М. Оценка распалубочной прочности бетона при бетонировании конструкций в построечных условиях современными неразрушающими методами. BIALORUSKO-POLSKI NAUKOWO-PRAKTYCZNY SEMINARIUM, POLSKA, OLSZTYN 4-7.10.2004
5. Снежков, Д.Ю., Леонович, С.Н. Неразрушающий контроль бетона в монолитном строительстве: совершенствование средств и методов. монография. – Минск: БНТУ, 2006. – 220 с.

УДК 624.131.042

Моделирование и расчет монолитных железобетонных конструкций жилых зданий в Robot Structural Analysis

Вирт А.А.

Научный руководитель – Рак Н.А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В связи с увеличением масштабов монолитного домостроения и увеличения этажности возникла потребность в эффективной и простой расчетной программе, применение которой позволяет рассчитать строительные конструкции различного назначения согласно требованиям ТНПА многих стран. К числу таких программных продуктов относится Robot Structural Analysis, разработанный компанией Autodesk.

Порядок использования возможностей Robot Structural Analysis рассмотрен ниже на примере 26–этажного дома из монолитного железобетона.

Проектируемый жилой дом имеет сложную форму в плане с габаритными размерами типового этажа 29х30 м (Рис. 1). Несущие конструкции здания запроектированы из монолитного железобетона. Класс бетона колонн, стен и ядра жесткости $C^{30}/_{37}$. Класс бетона плит перекрытий и покрытий $C^{20}/_{25}$, фундаментной плиты $C^{25}/_{30}$. Высота этажа – 3,0 м. Высота всего здания 78,0 м.

В качестве норм для расчета железобетонных конструкций выбраны действующие в Республике Беларусь ТКП EN 1992-1-1-2009*. Следует отметить, что нормы проектирования Российской Федерации (СП 63.13330.2012 и СНиП 52-01-2003) не рекомендуется не использовать, т.к. для них не реализована опция фактического армирования плит.

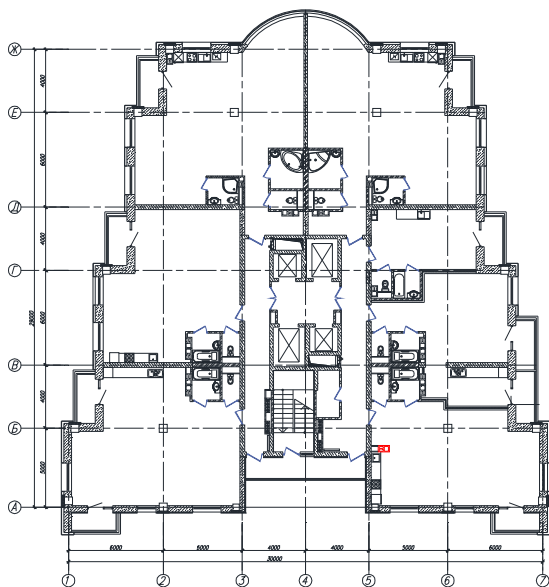


Рис. 1. План типового этажа

Согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» при расчете многоэтажных зданий высотой до 40 м, размещаемых в местностях типов А (открытая) и В (застроенная), учитывается только статическая составляющая ветровой нагрузки, соответствующая установившемуся напору на здание.

Согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» (карта 3 Приложения 5) г. Минск расположен в I-ом ветровом районе, для которого ветровое давление равно $w_0 = 0,23$ кПа. Коэффициент надежности по ветровой нагрузке принят равным $\gamma_F = 1,5$. Коэффициент надежности по назначению принят равным $\gamma_n = 0,95$ как для здания, относящегося ко II-ому классу ответственности зданий и сооружений. В результате максимальное значение статической ветровой нагрузки составило 0,33 кПа.

В связи с тем, что проектируемое здание имеет высоту 78 м пульсационную составляющую ветровой нагрузки необходимо учитывать. Это можно сделать двумя способами: замоделировав пульсационную нагрузку во вкладке «Моделирование ветровых нагрузок», назначив направление ветра и коэффициент изменения ветрового давления по высоте, или упрощенно, увеличивая значение статической ветровой нагрузки на 150 %.

Для расчета плит перекрытий можно воспользоваться упрощенной схемой моделирования, представленной на рис. 2.

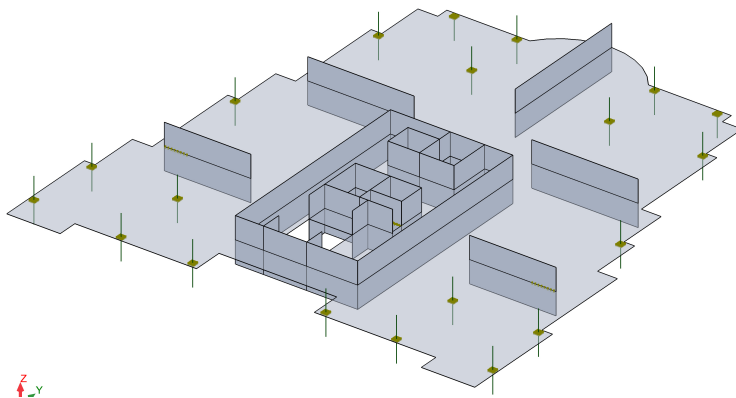


Рис. 2. Модель плиты перекрытия типового этажа в Robot

Колонны и стены назначаем на половину этажа вверх и вниз. Внизу запрещаем линейные перемещения по трем направлениям. Свобода поворота сохраняется. Вверху запрещаем перемещения по двум горизонтальным направлениям. При этом колонны и стены имели узлы в местах пересечения с плитой перекрытия. В местах пересечения колонн с плитой делаем жесткие вставки (Reject Link) в дополнительных атрибутах. Для этого, по контуру колонны

назначаем узлы, с расстоянием между ними, одинаковым размеру сетки конечных элементов, мастер–узел – центр колонны.

Назначив жесткие связи и нагрузки, моделируем сетку конечных элементов, рекомендуемым размером 0,2 м. После создания, сетка привязывается к узлам жесткой связи образом, изображенным на рис. 3.

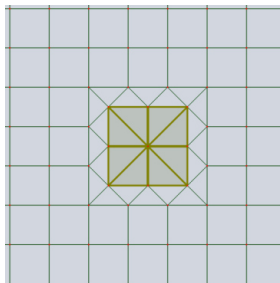


Рис. 3. Привязка сетки КЭ к колонне.

Рассчитав плиту перекрытия, и определив усилия в ней, во вкладке «Проект» выбираем «Теоретическая арматура ж/б плит и стен». Особенностью плит является невозможность назначения фактического армирования, не рассчитав предварительно теоретическое значение.

За расчетом теоретического армирования следует проверка, с обновлением жесткости. Ввиду того, что в плиту была добавлена арматура, ее жесткость была изменена, что необходимо учесть. Для этого служит проверка с обновлением жесткости.

Переходим в фактическое армирование. Здесь мы можем назначить шаблоны армирования: шаг, диаметр, величина защитного слоя.

После расчета фактического армирования плита перекрытия на действие изгибающих моментов, следует проверить несущей способностью плиты на продавливание. При необходимости следует добавить дополнительно поперечное армирование либо предусмотреть устройство капители.

Основной задачей, при моделировании фундаментной плиты, является установление коэффициента постели под ее подошвой. Делается этой с помощью калькулятора грунтов, расположенного во вкладке «Инструменты».

Значение коэффициента постели K_z , полученное в калькуляторе грунтов, переносим в назначение характеристик упругих опор. В местах примыкания колонн и стен опоры не назначаются, а вверх остаются те же опоры, запрещающие перемещения в двух горизонтальных направлениях, что и в плитах перекрытия. После назначения значений коэффициентов постели, расчет ведется в такой же последовательности, что и расчет плиты перекрытия.

Расчет колонн лучше вести с использованием полной модели здания (рис. 4), чтобы избежать ошибок в назначении нагрузок. При моделировании здания, главное не забыть удалить все назначенные ранее закрепления узлов колонн, стен и ядра жесткости здания.

Для сокращения времени расчета, для плиты перекрытий лучше назначить сетку КЭ с размером 1,0 м, а для фундаментной плиты – 0,3 м.

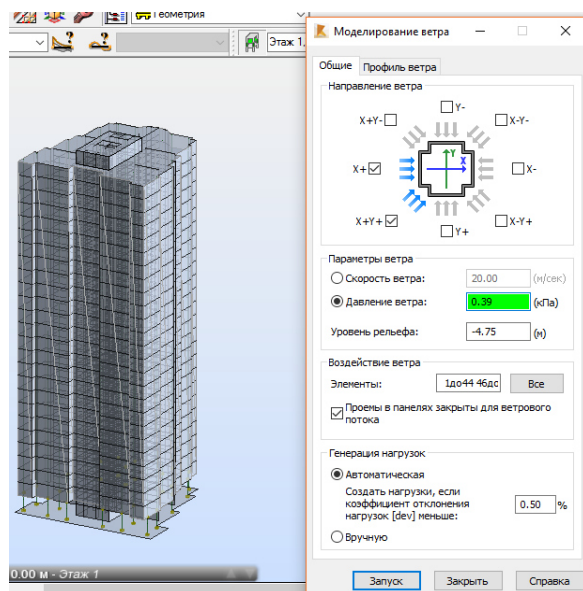


Рис. 4. Моделирование ветровой нагрузки.

Выводы

Robot Structural Analysis – это быстрая автоматизированная система, основанная на BIM-технологиях. В сочетании с Revit, она во много раз увеличивает производительность инженерного труда.

К вопросу о расчете сборной и монолитной арочной балки

Пашко Д.А.

Научный руководитель – Даниленко И.В.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В качестве несущих конструкций для покрытия зданий больших пролетов применяют железобетонные арки. Железобетонные арки применяют двухшарнирные, трехшарнирные и бесшарнирные. Наиболее распространены сборные двухшарнирные арки с затяжками, которые являются один раз статически неопределимыми системами с одним неизвестным, обычно распором.

Применяют для пролетов до 36м. Сечения прямоугольные, тавровые, двутавровые, высотой (h) $1/30-1/40$ пролета и шириной $b=(1/2-1/2.5)h$.

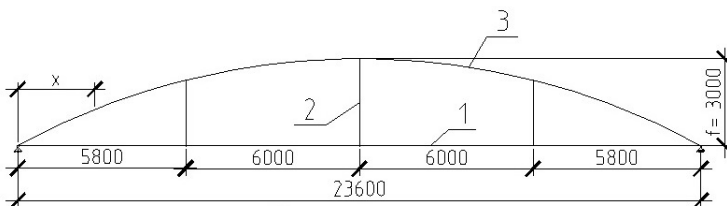
Арку рассчитывают как внецентренно сжатый элемент, а затяжку и подвески затяжки - как центрально-растянутые (рис.1). Изготавливают цельными либо составными. Армирование арок производят горячекатаными стержнями S240, S500. Арматура размещается симметрично. Арки с натяжением арматуры на бетон изготавливают из гладкой высокопрочной арматуры S1400

Затяжки могут быть стальные либо выполнены из железобетона.

Стальные затяжки - гибкие, из стержней большего диаметра или жесткие из профильной стали. Концы приваривают к закладным деталям опорного узла, заделывают в опорный узел или выводят за торец опорного узла и закрепляют гайками.

Железобетонные затяжки армируют стержневой горячекатаной арматурой или проволочной (в виде пучков). При всех видах армирования затяжки целесообразно выполнять предварительно напряженными, что повышает жесткость и трещиностойкость конструкции во время эксплуатации. Предварительное напряжение создают натяжением затяжек либо подтягиванием подвесок.

Арку рассчитываем как внецентренно сжатый элемент, а затяжку и подвески – как центрально-растянутые.



Двухшарнирная арка
1 - затяжка; 2- подвеска; 3- арка

Рис. 1. Двухшарнирная арка

- Сбор нагрузок на арку (нормативные и расчетные постоянные и временные сводятся в таблицу с учетом всех коэффициентов.)

- Расчетный пролет арки $l_0 = l - 2a$,

где a -расстояние между осями опор арки (от торца до точки опирания на колонну)

- Нахождение геометрических характеристик (радиус оси арки (R) и стрела подъема (f), равная примерно $1/9$ полета)

Усилия в сечениях арки вычисляются по формулам строительной механики. Достаточно определить усилия в трех характерных сечениях: над опорой, в середине и четвертях пролета.) Все сводится в таблицу с учетом невыгодных опасных сочетаний нагрузок.

1.4 Вычисляем величину распора:

$$H = 0,9 \frac{ql^2}{8f};$$

где q - полная расчетная нагрузка,

l - расчетная длина;

f - длина стрелы подъема.

По вычисленным величинам распора для каждого вида загрузки, вычисляем расчетные усилия в сечениях арки. Определяем балочные моменты и поперечные силы.

$$M_0 = R_a X - q \cdot x^2 / 2,$$

где R_a – реакция в балке; $R_a = ql/2$.

После определяем расчетные усилия для всех сечений арки:

$$M_x = M_0 - H y;$$

$$N_x = Q_0 \sin \varphi + H \cos \varphi;$$

$$Q_x = Q_0 \cos \varphi - H \sin \varphi,$$

где φ – угол между касательной к оси арки в рассматриваемом сечении и горизонталью;

M_0 , Q_0 – изгибающий момент и поперечная сила в балке на двух опорах пролетом, равным пролету рассчитываемой арки.

Усилия от снеговой нагрузки определяют с учетом ее возможного невыгодного расположения на половине пролета.

Расчет прочности затяжек и подвесок.

Производят по наибольшей продольной растягивающей силе в сечении затяжки. Необходимое сечение арматуры $A_s = N / f_{yd}$.

Подвески устанавливают через бм по длине затяжки. Наибольшая длина подвески $l = f = 3м$. Наименьший размер сечения подвески $h = l/30 = 10см$.

Требуемое сечение подвески из арматуры S400

$$A_s = N / f_{yd}$$

Расчет арки.

В сечениях арки действуют изгибающие моменты, сопоставимые по величине, принимаем симметричное армирование.

Сечение арматуры определяем по невыгодной комбинации усилий.

При расчете на прочность на воздействие продольной сжимающей силы учитываем случайный эксцентриситет: $e_a = h/30$; $e_a = l_0/600$.

Кроме усилий, определенных в сечениях арки от нагрузок, учитывается воздействие предварительного напряжения: усилие обжатия.

Так рассматриваем все 3 сечения арки, вычисляя максимальную продольную силу, изгибающий момент, эксцентриситет и условную критическую силу N_{crit} . Далее площадь сечения арматуры A_s .

Расчет с использованием компьютерных программ.

Расчет арочной монолитной балки можно выполнить с использованием программ (LIRA, SCAD, ROBOT).

На объекте «Многофункциональный комплекс на части территории РУП НИИ Мелиорации в районе улицы Некрасова, г.Минска» был произведен расчет арочной монолитной балки и выполнено армирование.

В частности, была использована программа Scad.

Выполнен сбор нагрузок на здание.

Выбор схемы (в данном случае, расчетная схема- жесткое защемление).

Загрузка данных в программу.

Окончательный результат.

По итогу принимается армирование Ø12S500; Ø16S500; Ø 6S240
 Конструктивно арматура устанавливается в местах, где идет
 окружность и заводится в балку и под плитой. Высота баки 330мм.
 Армирование блоков арки выглядит следующим образом:

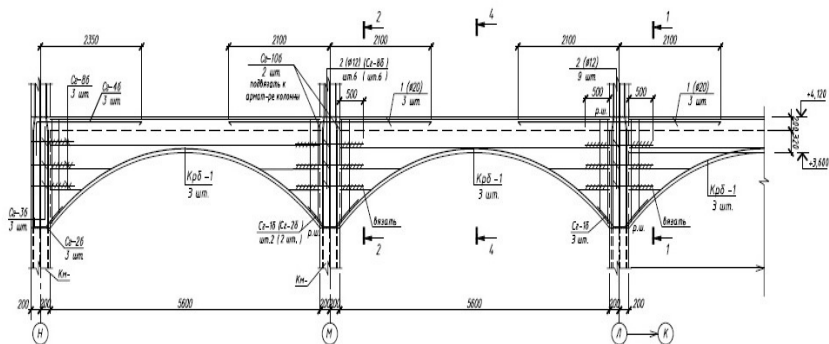


Рис. 1. Общий вид арочной балки

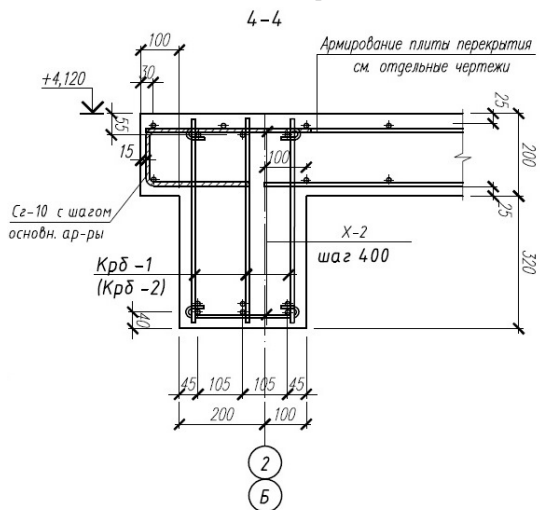


Рис. 2. Армирование монолитной арочной балки

Сравнение отдельных разделов строительных норм Королевства Швеция с нормами Республики Беларусь

Мицкевич В.М., Жабко А. Г.

Научный руководитель – Гринев В.В.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В рассматриваемом методическом пособии было указано, что оно базируется на основе EN 1990, частично затрагивает EN 1991-1-1, EN 1991-1-3, EN 1991-1-4. В следствии этого можно предположить, что все отличия между современными строительными нормами РБ и методическим пособием Королевства Швеция будут заключаться в используемых материалах и некоторых коэффициентах, определяемых по национальным приложениям.

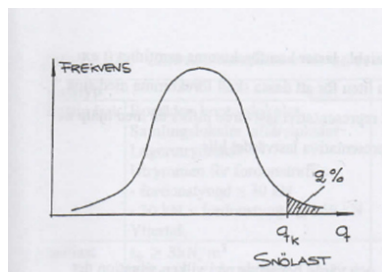


Рис. 1. Нормальное распределение снеговой нагрузки

В расчётах используются методы частных коэффициентов, то есть учёт различных нагрузок ведется с помощью коэффициентов. Для выбранного типа нагрузки, можно выполнить частотный анализ того, как эта нагрузка меняется со временем (например, снеговая нагрузка) или как она изменяется от одной конструкции к другой (например, собственный вес). Из достаточно большого количества проб, может быть найдено нормальное распределение. График частот показывает, как часто нагрузка принимает определённые значения.

Далее отличительной чертой норм стала кратность коэффициентов по ответственности здания. В современных строительных нормах РБ они кратны 0,5, в данном методическом пособии кратности

не прослеживается. В таблице приведены значения коэффициентов γ_d (в скобках указаны значения принятые в РБ).

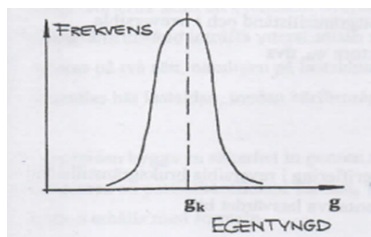


Рис. 2. Нормальное распределение собственного веса

Класс безопасности	Определение	γ_d
1	Низкий риск серьезной травмы.	0,83 (0,8)
2	Отсутствие риска серьезной травмы.	0,91 (0,9)
3	Высокий риск серьезной травмы.	1,0 (1,0)

Категории эксплуатации	Срок службы (лет)	Назначение
1	10	Временные сооружения.
2	10-25	Заменяемые части, такие как строительные подъемные балки и опоры.
3	15-30	Несущая конструкция системы в сельскохозяйственных зданиях и тому подобное.
4	50	Несущая конструкция системы в жилых и общественных зданиях.
5	100	Несущая конструкция монументальных зданий, мостов и других объектов. Структурные компоненты в зданиях класса безопасности 2 и 3, которые не доступны для осмотра и технического обслуживания.

Еще одной отличительной чертой стала таблица по сроку эксплуатации здания. Единственным отличием ее от норм Беларуси стало дополнение в 5-й категории эксплуатации здания (подчеркнуто).

Выводы

Сравнение национальных шведский и белорусских норм в разделе сбора нагрузок от собственного веса не выявил отличий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Börje Rehnström, Carina Rehnström Byggkonstruktion enligt eurokoderna, Rehnströms bokförlag, 2011
2. Еврокод «Основы проектирования строительных конструкций» ТКП EN 1990-2011, Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск-2012.
3. Еврокод 1 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания» СТБ EN 1991-1-1-2007, Госстандарт Минск 2008.

УДК 624

Влияние температурных воздействий на НДС каменной кладки в многослойных конструкциях

Жерносек В.Л., Денисенко А.А.

Научный руководитель – Гринев В.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

На территории СНГ возведено более сотни дымовых труб различных высот каждая, и каждая из них испытывает определённое напряжённое состояние. Основные факторы влияющие на это состояние - это ветер и температура. В данной работе мы рассматриваем температурные воздействия.

Основным предназначением дымовых труб является вывод газов (продуктов сгорания топлива). Вместе с ними через трубу удаляются дым, сажа, пепел и копоть, которые, при неправильном формировании внутренней поверхности дымохода, могут оседать на его стенках, затрудняя в дальнейшем прохождение газов.

Ещё одним предназначением дымовых труб является обеспечение нормальной тяги в печи, которая находится в прямом соотношении с толщиной и высотой дымоходного канала. Температура продуктов сгорания на выходе из трубы превышает 373 К (около

100 °С), что позволяет создавать в отопительной конструкции естественную тягу — путём замещения горячих слоев воздуха холодными.

В основном данные дымовые трубы рассчитаны на температуру выходящих газов 100-200°С, но также есть отдельные сооружения на примере которой мы рассматриваем, как ОАО «Нафтан» Битумная 2, где температура выходящих газов достигает 1200°С, вследствие такой температуры с течением времени происходит деформация сооружения. Также результаты расчётов аэродинамического теплового режима работы дымовых труб требуют температурный перепад в футеровке 80°С, а в ж/б оболочке до 50°С, ввиду вышеперечисленного мы решили рассчитать дымовую трубу ОАО «Нафтан» Битумная-2 на температурный воздействия, чтобы затем проанализировать влияние их на общую устойчивость, и сделать выводы.

Нами были использованы рабочие чертежи трубы и технические характеристики строительных конструкций дымовой трубы.

Мы разбили труба на 3 характерных сечения, где несущий слой кирпича составляют 250, 380 и 510 мм и нашли параметры для каждого сечения, которые приведены в таблице 1. Объём уходящих газов принят 100 м³/с.

Таблица 1. Параметры дымовой трубы

<i>Отм., м</i>	<i>Диаметр d, м</i>	<i>Площадь сече- ния, F=0.785d²</i>	<i>W_г, м/с</i>	<i>K-т теплоотдачи от газов к стенке, аг</i>
0	3,34	8,757	11,4	8,141
9,2	2,164	3,676	27,2	16,282
44,7	2,147	3,619	27,6	16,3983

Коэффициент теплоотдачи от газов к стенке определялся по номограмме полученной РУП "Белнипиэнергопром". Для определения этого коэффициента необходимо знать скорость газов, внутренний диаметр и температуру газов. Так как данная номограмма рассчитана на температур до 260 градусов мы интерполируя провели линию, представленную на рис.1 красной линией для температуры 1200 и нашли значение коэффициентов для каждого характерного сечения.

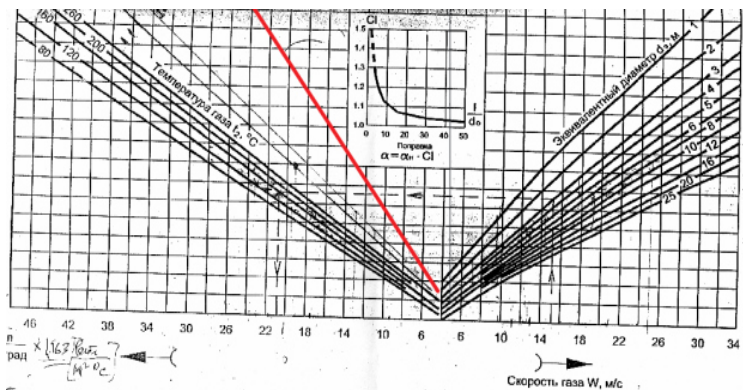


Рис. 1. Номограмма для определения коэффициента теплоотдачи от газов к стенке

Значение температуры в плоскостях контакта слоев конструкции определяется по данной формуле:

$$t_i = t_g - (t_g - t_n) / R_T (1 / \alpha_v + \sum \delta / \lambda), \text{ } ^\circ\text{C}$$

где t_v - температура внутри трубы, $^\circ\text{C}$;

t_n - температура снаружи трубы, $^\circ\text{C}$;

R_T - сопротивление теплопередачи конструкции трубы, $\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}/\text{Вт}$;

α_v - коэффициент теплоотдачи от газов к стенке, $\text{Вт}/(\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C})$;

δ - толщина слоя конструкции, м;

λ - теплопроводность слоя конструкции, $\text{Вт}/(\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C})$.

Расчёты были произведены с помощью Excel и сведены в таблицу 2.

Таблица 2. Расчёт температуры на слоях конструкции трубы

№ п/п	Параметры, обозначения	Размерность	Величины
1	2	3	4
1	Температура дымовых газов, t_g	$^\circ\text{C}$	1200
2	Температура наружного воздуха, t_n .в.	$^\circ\text{C}$	-25
3	Скорость газов, W	м/с	11.419
4	Коэффициент теплоотдачи от газов к стенке	$\text{Вт}/\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}$	8.141
5	Толщина футеровки из шамотного огнеупорного кирпича, $\delta_{\text{кк}}$	м	0.12
6	Толщина диатомового кирпича, $\delta_{\text{д}}$	м	0.12
7	Толщина мин. ваты	м	0.08
8	Толщина кирпичной стенки, $\delta_{\text{к}}$	м	0.51
9	К-т теплопроводности шамотного огнеупорного кирпича, $\lambda_{\text{кк}}$	$\text{Вт}/\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}$	0.84

1	2	3	4
10	То же диатомового кирпича	Вт/м ² .°С	0.2
11	То же мин ваты, лкгр	ккал/м.ч.гр.	0.06
12	То же кирпичной стенки, лоб	Вт/м ² .°С	0.81
13	К-т теплоотдачи ав от наружной поверхности несущего слоя	Вт/м ² .°С	15
14	Разность температур "газ-стенка"	°С	51.9711
15	Температура внутренней поверхности футеровки, t1	°С	1148.03
16	Тепловой поток через ограждающие конструкции, q=αг*Δтг	Вт/м ²	423.09
17	Температура внешней поверхности футеровки, t2	°С	1087.59
18	Температура внутренней поверхности диатомового кирпича, t2	°С	1087.59
19	Температура внешней поверхности диатомового кирпича, t3	°С	833.728
20	Температура внутренней поверхности мин. ваты, t3	°С	833.728
21	Температура внешней поверхности мин. ваты, t4	°С	269.6
22	Температура внутренней поверхности кирпичной стен, t4	°С	269.6
23	Температура внешней поверхности кирпичной стенки, t5	°С	3.2064
24	Перепад температур в футеровке, Δтф	°С	60.44
25	Перепад температур в несущей кладке, Δтк	°С	266.39

Конструкция трубы состоит из шамотного огнеупорного кирпича, диатомового кирпича, минеральной ваты и обычного кирпича. Расчётное сечение трубы расположено в основании, поэтому мы рассматривали сечение, где толщина несущей кладки составляет 510 мм. По данным расчёта было построено температурное поле для конструкции трубы на рис. 2

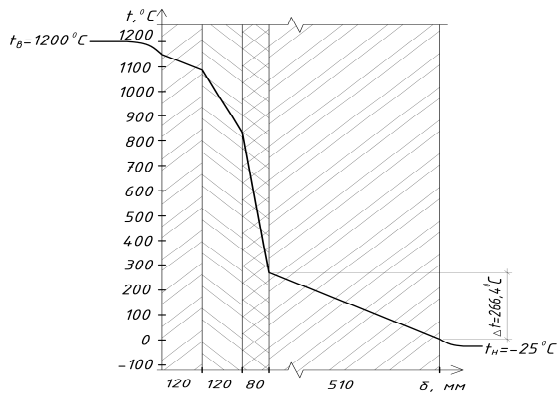


Рис. 2. Температурное поле для конструкции трубы

На данном рисунке видно, что температура на внешней поверхности трубы составляет 3,2°C, когда снаружи температура воздуха - 25°C. Перепад в несущем слое конструкции составляет 266,4°C.

Также было рассчитано значение температурного напряжения за счёт перепада температуры в расчётном сечении по формуле:

$$\sigma_t = \alpha \cdot \Delta t_w \cdot E \cdot d_1 / D_1, \text{ МПа}$$

где α - коэффициент линейного расширения, °C⁻¹;

Δt_w - изменение температуры в несущем слое кладки, °C;

E - модуль упругости кирпичной кладки, МПа;

d_1 - внутренний диаметр трубы, м;

D_1 - наружный диаметр трубы, м.

Расчёт произведён с помощью Excel и сведён в таблицу 3.

В результате было получено напряжение вызванное перепадом температуры равное 3 МПа, когда нормативное сопротивление кирпичной кладки составляет 18МПа.

Таблица 3. Расчёт трубы на температурное напряжение

№ n/n	Параметры, обозначения	Размерность	Величины
1	Наружный диаметр трубы в нижнем сечении, D1	м	5
2	Внутренний диаметр трубы в нижнем сечении, d1	м	3.98
3	Модуль упругости кирпичной кладки, E	МПа	2880
4	Коэффициент линейного расширения кладки, α	°C ⁻¹	0.000005
5	Перепад температуры в несущей кладке, Δt_k	°C	266.394
6	Напряжение вызванное перепадом температуры	МПа	3.054
7	Нормативное сопротивление кладки, R	МПа	18

В практике встречаются случаи, когда температура внутри трубы определить невозможно, а толщина слоёв и материалы известны. В данном случае необходимо использовать пирометры, определяя температуру на наружной поверхности трубы с 4 сторон. Далее определяют среднюю температуру. Также необходимо принять коэффициент теплоотдачи от газа к стенке усредненное значение равное $6 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})$ и в результате расчёта можно получить приблизительное значение температуры внутри трубы с малой погрешностью. Для расчёта нужно использовать следующую формулу:

$$t_{\text{в}} = (t_{\text{пов}} - t_{\text{н}} / R_{\text{T}} \cdot (1 / \alpha_{\text{в}} + \Sigma \delta / \lambda)) / (1 - 1 / R_{\text{T}} \cdot (1 / \alpha_{\text{в}} + \Sigma \delta / \lambda)), ^\circ\text{С}$$

Нами также была решена обратная задача и сведена в таблицу 4.

Видно что полученный результат не сильно отличается от действительных.

Таблица 4. Решение обратной задачи

<i>№ n/n</i>	<i>Параметры, обозначения</i>	<i>Размерность</i>	<i>Величины</i>
1	Температура на поверхности стенки, тн	°С	3.2
2	Температура наружного воздуха, тн.в.	°С	-25
3	Скорость газов, Втг	м/с	11.42
4	Коэффициент теплоотдачи от газов к стенке	Вт/м ² .°С	6
5	Толщина футеровки из шамотного огнеупорного кирпича, дкк	м	0.12
6	Толщина диатомового кирпича, дд	м	0.12
7	Толщина мин. ваты	м	0.08
8	Толщина кирпичной стенки, дк	м	0.51
9	К-т теплопроводности шамотного огнеупорного кирпича, лкк	Вт/м ² .°С	0.84
10	То же диатомового кирпича	Вт/м ² .°С	0.2
11	То же мин ваты, лкгр	ккал/м.ч.гр.	0.06
12	То же кирпичной стенки, лоб	Вт/м ² .°С	0.81
13	К-т теплоотдачи ав от наружной поверхности кирпичной кладки	Вт/м ² .°С	15
14	Общее сопротивление конструкции, R0	Вт/м ² .°С	2.94
15	Температура внутри трубы	°С	1218.55

Выводы

1. Оптимизирована номограмма по определению коэффициента теплоотдачи.

2. Составлены в Excel таблицы для определения температуры в любой точке сечения трубы.

3. Найдено температурное напряжение в несущем слое трубы.

4. Определение температуры внутри трубы по температуре наружной поверхности.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции».
2. Номограмма для определения коэффициента теплоотдачи конвекцией от газа к стенке, разработанная РУП «Белнипиэнергопром».
3. ТКП 45-2.04-43-2006 «Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования».

УДК 624.131

Применение композитных профилей при армировании железобетонных конструкций

Ковганко Л.А., Прокопович В.С.

Научный руководитель – Хотько А.А.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Неметаллический профиль из композитных материалов из года в год завоевывает все большую долю рынка строительных материалов. Расширяется и область его применения. Использование в строительстве композитных профилей дает возможность архитекторам и инженерам реализовывать самые сложные проекты, используя материал с необходимыми физическими свойствами, способный воплотить практически любую форму.

Профили композитных материалов обладают рядом существенных преимуществ:

- малый удельный вес изделия при его высокой прочности;
- устойчивость к коррозии [1,2].

Благодаря своим особенностям, разнообразию в ассортименте, формах профиля из композитных материалов получили широкое применение практически во всех сферах начиная от строительства

пешеходных переходов, дорожной инфраструктуры заканчивая крупными промышленными и сельскохозяйственными сферами.

Пултрузионная технология обеспечивает возможность выпуска профилей сложных геометрических форм с высокой точностью размерных параметров. По конфигурации это могут быть трубы круглого и прямоугольного сечения, двутавры, швеллеры, уголки, а также решетки и настилы [1,2].

За счет применения пултрузионных композитных профилей обеспечиваются: высокая скорость и простота монтажа, экономичность в эксплуатации. Композитные профили легки в обработке: их можно фрезеровать, сверлить, пилить, точить, соединять между собой при помощи клея, заклепок, болтов.

Для расширения области применения композитных профилей в строительстве необходимо выполнить следующие мероприятия:

- разработать стандарты, регламентирующие требования к качеству профилей, их механическим свойствам и методам контроля;

- разработать строительные нормы, регламентирующие правила расчета и конструирования композитобетонных конструкций и устанавливающие требования к контролируемым параметрам в предельных состояниях;

- подготовить предложения по оценке геометрических характеристик сортамента композитного профиля;

- разработать типовые решения, обеспечивающие требуемый уровень огнестойкости композитобетонных конструкций.

До реализации данных мероприятий выполнять проектирование конструкций из бетона армированных композитными профилями не предоставляется возможным.

Расчет композитобетонных конструкций, армированных композитными профилями предлагается выполнять по аналогии с «Руководством по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой.» и с учетом особенностей композита, как материала, с использованием СП 63.13330.2012 «Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой правила проектирования», «Рекомендаций по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой».

Отличительными особенностями такого расчета будут являться следующие факторы:

- учитывая низкий модуль упругости композита, при определении несущей способности элемента предлагается не учитывать часть композитного профиля находящуюся в сжатой зоне сечения;

- при расчете прочности сечения на действие изгибающего момента, если нейтральная линия проходит через стенку профиля, то предлагается учитывать только растянутую $\frac{1}{2}$ часть профиля двутавра т.к. предполагается незначительное влияние растягивающих напряжений в оставшейся части стенки профиля находящейся в зоне близкой к нейтральной линии;

- при расчете прочности по наклонным сечениям на действие поперечных сил расчетное сопротивление композитного профиля при растяжении следует принимать поперёк волокон, в отличии от расчета на прочность по нормальному сечению, где расчетное сопротивление принимается вдоль волокон [3,4].

Однако все данные предложения должны быть подтверждены экспериментальными исследованиями.

Следует отметить, что композитными профилями в настоящее время нельзя повсеместно заменить стальные профили. Данные профили эффективны при создании конструкций, в которых используются специфические свойства этих профилей, выгодно отличающих их от стальных. К первоочередным областям следует отнести создание долговечных коррозионостойких конструкций из специальных бетонов, предназначенных для эксплуатации при воздействии агрессивных сред, наложенного электрического поля, и несущих электроизолирующих конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные конструкции с неметаллическим армированием [Текст]. – Г. Ш. Салия, А. Л.Шагин. - Москва: Стройиздат, 1990. - 144 с.
2. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции [Текст]. – Н.П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. - 107 с.
3. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой [Текст]. - М.: Стройиздат, 1978. - 55с.
4. Рекомендаций по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой, НИПТИС, Минск, 2014.

**К вопросу о применении крупноразмерных плит покрытия
в одноэтажных зданиях**

Лапицкая К.М.

Научный руководитель – Зверев В.Ф.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Железобетонные плиты покрытия подразделяют на П-образные, типа 2-Т и крупноразмерные. Как правило, применяют плиты шириной 3 м, а шириной 1,5 м используют как доборные в местах повышенных снеговых отложений — у фонарей, в перепадах профиля покрытия — а также как более надежные для покрытий зданий с сильно агрессивной средой.

Рёбристые плиты длиной 6 и 12 м состоят из двух продольных и нескольких поперечных ребер. В плитах шириной 3 м поперечные ребра располагают через 1 м, а в плитах шириной 1,5 м - через 1,5 м. Ребра помогают тонкой полке работать под нагрузкой. Толщину полки принимают 25 и 30 мм для плит пролетом соответственно 12 и 6 м.

Двухконсольные панели типа 2Т размерами 3×12 м, 3×18 м и 3×24 м имеют продольные ребра, расположенные на расстоянии 1,5 м, и консольные свесы полок. Плиты пролетом 18 и 24 м выполняют с ребрами трапецевидного профиля с уклоном верхнего пояса 1:12 и полкой переменной толщины (25... 60 мм).

Плита крупноразмерная железобетонная сводчатая КЖС представляет собой короткую цилиндрическую оболочку с предварительно напряженными ребрами — диафрагмами сегментного очертания. Размеры плит в плане 3×12, 3×18 и 3×24 м. Очертание поверхности оболочки принимают по квадратной параболе. Толщина оболочки не должна быть менее 30 мм в середине пролета с утолщением до 140...160 мм у торцов.

Высоту поперечного сечения плиты в середине пролёта принимают (1/15...1/20) в зависимости от пролета и нагрузки. Для уменьшения массы плиты диафрагмы проектируют минимальной толщины (40 мм) с вертикальными ребрами жесткости.

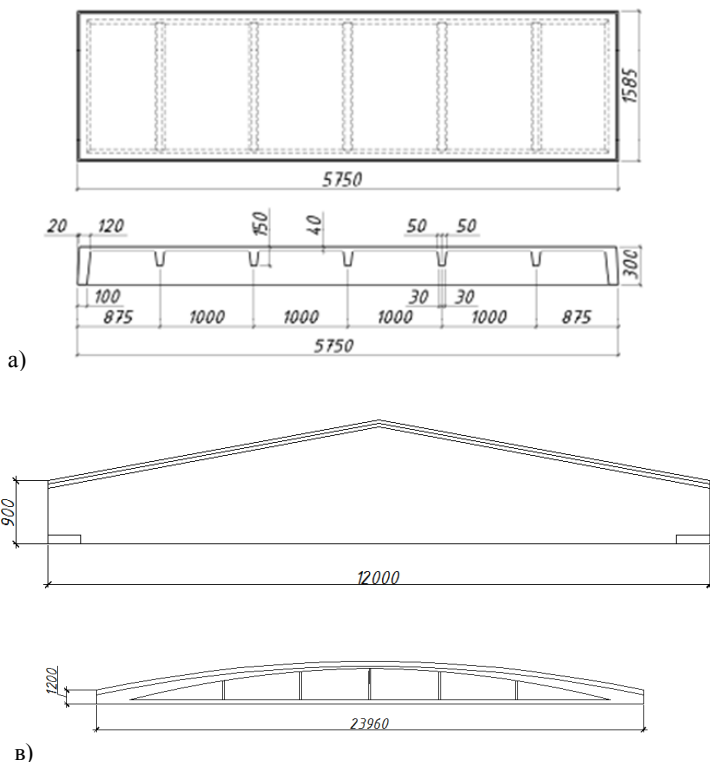


Рис. 1. вид сбоку: а-плита ребристая, б- плита ТТ, в-плита КЖС

Полка ребристой плиты представляет собой однорядную многопролетную плиту, обрамленную ребрами. Средние пролеты рассматриваются как плиты, защемленная по всему контуру, крайние как плиты, защемленные по трем сторонам и свободно опертые на торцевые ребра. Расчетные пролеты плиты и принимаются равными.

- для средних пролетов – расстоянию в свету между балками
- для крайних пролетов (при наличии свободной опоры) – расстоянию от оси этой опоры до грани балки.

Расчетная нагрузка на ребро ребристой плиты состоит из нагрузки от полки плиты и собственного веса ребра. Высоту сечения продольных ребер принимают в пределах $(1/20 \dots 1/30)$ пролета; рассчитывают их по прочности и трещиностойкости нормальных и наклонных сечений и жесткости как изгибаемые элементы таврово-

го профиля для стадий изготовления, транспортирования и монтажа и стадии эксплуатации.

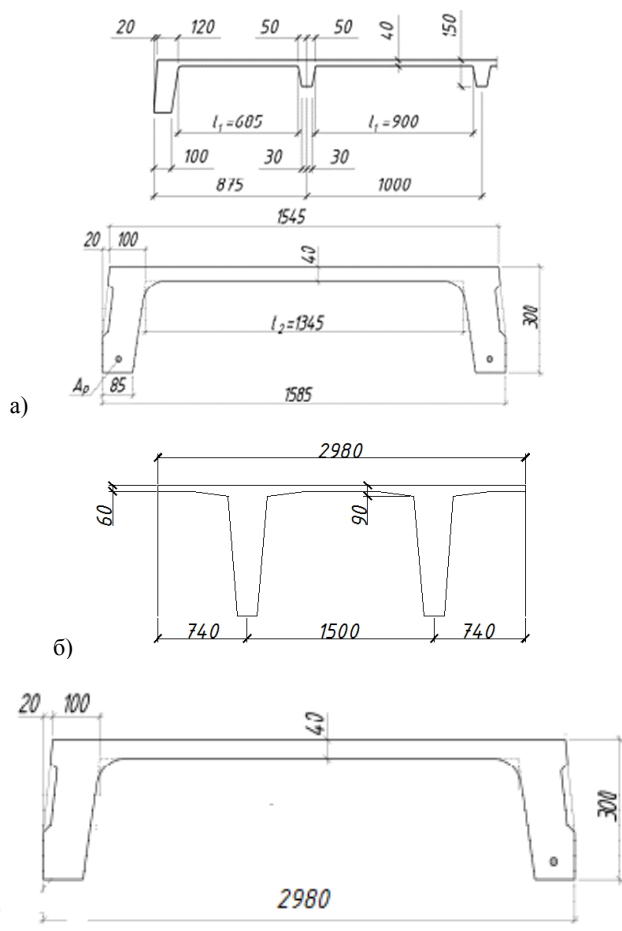


Рис. 2. Поперечные сечения: а – плита ребристая, б – плита ТТ, в – плита КЖС

Полку плиты ТТ рассчитываем как однопролетную двухконсольную балку с расчетным пролетом равным 1500 мм и консолями равными 740 мм.

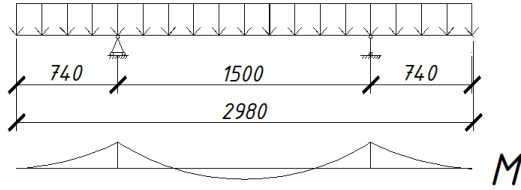


Рис. 3. Расчётная схема полки плиты ТТ

В продольном направлении плиты рассчитывают, как свободно опертые однопролетные балки таврового сечения.

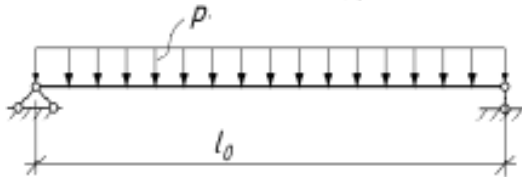


Рис. 4. Расчётная схема продольного ребра плиты ТТ

При расчете плиту КЖС рассматривают как цилиндрический свод, работающий совместно с диафрагмами. Полагают, что вдоль направляющей оболочки действует только продольная сила N . поперек — поперечные силы S и изгибающие моменты M . Изгибающий момент в системе «оболочка — диафрагма» (в продольном направлении) воспринимается растянутой арматурой диафрагмы и полкой (оболочкой), работающей на сжатие.

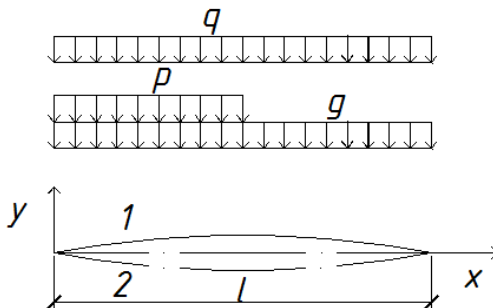


Рис. 5. Расчетная схема панели оболочки КЖС
1 – ось оболочки
2 – то же, рабочей арматуры

Продольные ребра ребристой плиты армируют предварительно напряженной стержневой или канатной арматурой и сварными каркасами, поперечные ребра — сварными каркасами, полку — сварными сетками из проволоки S500. Плиты изготавливают из бетона классов С20/25... С32/40. В углах плит возникает сложное напряженное состояние вследствие систематического воздействия горизонтальных усилий от торможения мостовых кранов (работа плиты в составе жесткого диска покрытия) и крутящих моментов от прогибов поперечных ребер. Поэтому углы усиливают пространственными вутами и армируют дополнительными сетками.

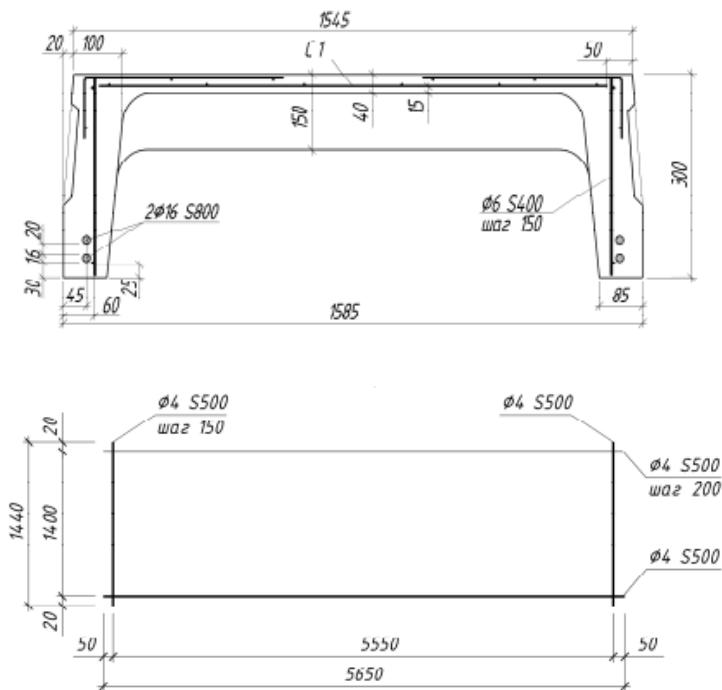


Рис. 6. Армирование ребристой плиты

Продольные предварительно напряженные ребра плиты ТТ целесообразно готовить заранее на бетона классов С20/25... С32/40, а затем бетонировать полку из бетона классов С10/12,5- С12/15. Связь ребер с полкой обеспечивается устройством выпусков попе-

речной арматуры и сцеплением бетона. В приопорных верхних зонах ребер целесообразно создавать пазы для: образования шпонок после бетонирования полки

Продольная арматура ребер — из высокопрочной стали, полка армируется сетками из проволоки S500.

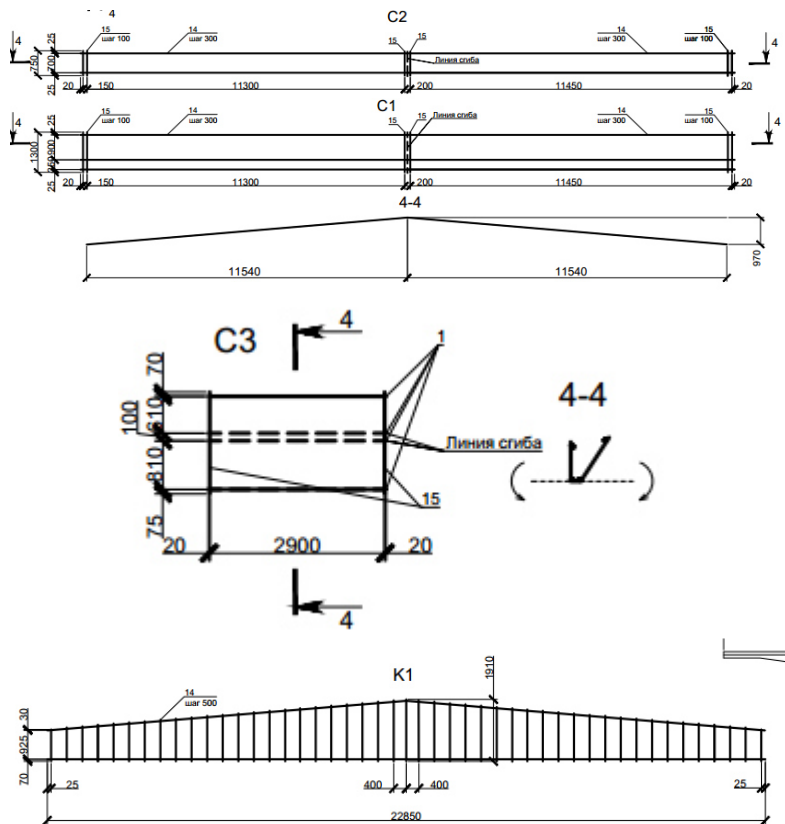


Рис. 7. Армирование плиты ТТ

Основную напрягаемую арматуру располагают в нижней части диафрагмы плиты КЖС. По концам напрягаемых стержней предусматривают анкерные детали, обеспечивающие надежное закрепление рабочей арматуры в бетоне опорного узла. Эта арматура играет роль затяжки рассматриваемой сводчатой системы. Диафрагму ар-

мируют сварными каркасами только в опорных зонах, в вертикальных ребрах устанавливают: стержни-подвески. Армируют оболочки сварной сеткой, подбираемой по расчету. Сопряжение оболочки с диафрагмой выполняют с помощью пологих вутов.

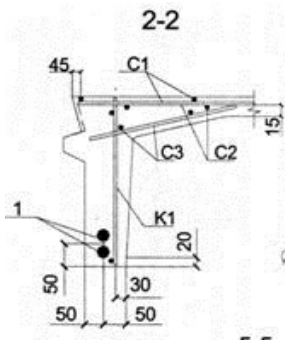


Рис. 8. Армирование ребра КЖС плиты

Плиты ребристые жби хорошо работают на изгиб, но из-за выступов, образуют неплоский потолок, что ограничивает ее использование в жилых сооружениях. Они находят применение в чердачных и гаражных покрытиях

Вследствие наличия консолей в плитах ТТ изгибающие моменты в полке плиты значительно снижаются, поэтому поперечные ребра в таких плитах не делают. Благодаря этому упрощается опалубка и изготовление плит, обеспечивается более равномерное обжатие продольных ребер по длине плиты. К недостаткам этих конструкций относится сложность устройства продольных швов между плитами из-за разных выгибов смежных плит. Достоинство этих плит по сравнению с плитами КЖС — упрощение работ по устройству кровли, а стоимость плит типа «два Т» с учетом эксплуатационных расходов примерно равна стоимости плит КЖС.

Плиты КЖС экономичны, достаточно просты в изготовлении. Наиболее существенный их недостаток — трудоемкость устройства кровли по криволинейной поверхности.

Общий недостаток крупноразмерных плит — усложнение устройства внутренних коммуникаций в уровне покрытия. В последние годы предложены технические решения "плит покрытия, направленные на снижение расхода материалов и трудоемкости

возведения. К ним относятся плиты с решетчатыми ребрами под малоуклонную кровлю 3×18, 3×24 м, а также не разрезные ребристые плиты 3×24 м, укладываемые по стропильным конструкциям с шагом 6 м. Применяют также гиперболические панели-оболочки, плиты типа «Динакор» с квадратными пустотами и т.п.

Таблица.1

Сравнение технико-экономических показателей покрытий из крупноразмерных плит

Тип плиты	Масса плиты, т	Класс бетона	Приведенная толщина бетона, мм	Расход стали на плиту, кг, при армировании продольных ребер	
				стержнями	канатами
Ребристая 3х12 м	6,8	C25/30 – C32/40	76,5	265-391	205-288
То же 3х6 м	2,38	C20/25 – C25/30	53	70-101	56-70
2Т 3х12 м	6,8	C32/40	76,5	330	237
То же 3х6 м	2,38	C32/40	53	85	63
Сводчатая КЖС 3×18м	10,9	C32/40	80,3	-	431

Однако использование их весьма ограничено из-за сложностей устройства кровли или изготовления панелей.

Лучшие технико-экономические показатели покрытий из плит КЖС и «два Т» объясняются тем фактом, что в качестве несущего здесь используют один элемент в отличие от балочной схемы, где требуется два элемента— балка покрытия и плита покрытия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций по покрытий и перекрытий. – Москва, Стройиздат, 1979.

2. Покрытия и кровли промышленных зданий. – Поваляев М.И. 1969.
3. Железобетонные конструкции. Общий курс. – Байков В.Н., Сигалов Э.Е. М.: Стройиздат, 1979.

УДК 725.1.012

Проектирование здания посольства Республики Беларусь в Российской Федерации с применением информационной модели строительства

Лях Д. В.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Большинство современных программных решений для проектирования предполагают использование BIM-технологии. Специалисты признают, что именно информационное моделирование — это необходимое условие развития отрасли в целом. Применение BIM-технологий позволяет перевести процессы проектирования, строительства и эксплуатации любого объекта на качественно новый уровень.

BIM (Building Information Modeling — информационное моделирование зданий) — это современное технологическое решение для повышения эффективности работы всех специалистов на всех этапах жизненного цикла объекта строительства. Помимо повышения качества работы, использование BIM-технологий дает неоспоримые преимущества проекту для существования в условиях современного рынка.

Одно из основных достоинств использования BIM-технологий — возможность визуализации трехмерной модели, наполненной информацией. Это позволяет наглядно презентовать модель объекта и получить легкий доступ к любым данным, начиная от инженерных расчетов и заканчивая дизайнерскими чертежами.

Возможность совместного доступа и работы сразу всех специалистов над проектом также является весомым преимуществом технологии BIM. Такой подход к работе помогает оптимизировать весь процесс проектирования и имеет ряд позитивных характеристик:

- упрощение процесса коммуникации между специалистами;
- сокращение времени передачи необходимой рабочей информации с одного этапа на другой;
- постоянное отражение актуальной модели с последними внешними изменениями;
- доступ к просмотру всей информации об объекте всеми участниками процесса (чертежи, прочностные расчеты, дизайнерские эскизы, рабочая документация и пр.)

Революционная возможность, предлагаемая при использовании BIM технологии — это полная наглядность на любом этапе работы над объектом. Вы можете показать объект в реальных природных условиях, каким он будет уже после постройки, что позволяет вам успешно презентовать проекты, находящиеся еще только на этапе идеи. В вашем доступе находится вся информация об объекте, от задумки до реализации, любые аспекты: технические расчеты, материалы, экономические затраты, экологические нормы и выпускаемые документы. Все это дает возможность всесторонне изучить и оценить проект, заблаговременно учесть недочеты и избежать дальнейших ошибок. Наглядность любого этапа строительства позволяет понять не только окончательный образ здания, но и как будет выглядеть весь строительный процесс: сам объект, пространство вокруг, временные здания, необходимые строительные материалы и машины, все преобразования на площадке от заливки фундамента до отделки.

Использование BIM-технологий позволяет получить глубинное понимание не только процессов проектирования, планирования и самого строительства, но также помогает верно спрогнозировать дальнейшее использование, эксплуатацию объекта.

Применение технологии BIM создает массу дополнительных возможностей для работы с объектом после завершения строительства, на этапе эксплуатации. Пользователи получают постоянный доступ, в любое время и в любом месте, к необходимой информации об объекте, предупреждение и эффективное устранение возникающих проблем. Заложенные при создании модели стандарты, материалы и расчеты, вся рабочая документация и прочая необходимая информация помогают принимать верные управленческие решения, учитывая все данные об объекте, даже спустя большое количество времени с его сдачи в эксплуатацию. Такие возможности

становятся огромным преимуществом проекта, так как вы предлагаете заказчику не только идею и ее воплощение, но также упрощаете дальнейший процесс использования объекта.

Рассмотрев несколько программных продуктов, предлагаемых на рынке программного обеспечения для проектирования объектов гражданского строительства, выбор остановился на линейке продуктов Autodesk, Inc. — Autodesk Revit Architecture, Autodesk Revit Structure и Autodesk Revit MEP

Для изучения положительных и отрицательных сторон выбранного программного обеспечения был выбран дипломный проект — жилой комплекс Посольства Республики Беларусь в Российской Федерации со встроенно-пристроенными помещениями физкультурно-оздоровительным центром и паркингом, разрабатываемый совместно с проектным институтом (рис. 1).

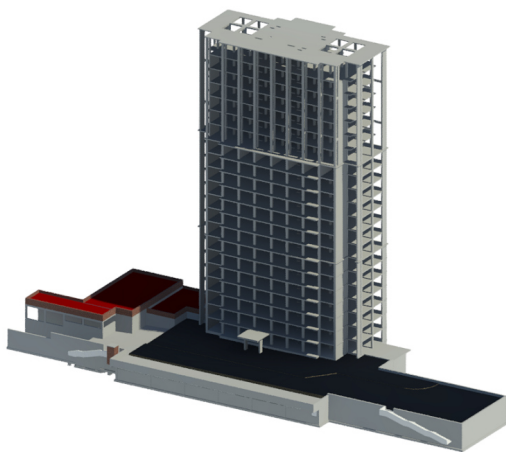


Рис. 1. Модель каркаса жилого комплекса Посольства Республики Беларусь в Российской Федерации

Большим плюсом выбранного программного обеспечения является возможность организации совместной работы: для специалистов, выполняющих один из разделов проекта, работы ведутся в пределах одного файла хранилища, с которым синхронизируются локальные копии.

Созданная в Autodesk Revit Structure модель позволила проектировщикам смежных разделов получать достоверную и постоянно обновляемую информацию об объекте, выполнять необходимые для работы и понимания сечения, разрезы, отслеживать «пересечения» инженерных сетей друг с другом и конструкциями.

Основной сложностью в работе над проектом с применением новых, незнакомых технологий и инструментов было отсутствие шаблонов. В результате применения технологий трехмерного проектирования (BIM) была опробована совместная работа над проектом специалистов разных отделов. При работе над проектом, модель, созданная в Autodesk Revit Structure, в качестве внешней ссылки использовалась специалистами, работающими в Autodesk Revit MEP. И наоборот работая в Autodesk Revit Structure, подгружая объекты, созданные в Autodesk Revit MEP, стало возможным своевременно отслеживать изменения и получать задания для дальнейшей работы над проектом.

Подводя итог выполнения дипломного проекта, следует отметить огромный потенциал в применении технологий трехмерного проектирования, в частности инструментов программных продуктов Autodesk Revit.

Эффект внедрения продуктов Autodesk Revit уже сегодня перевешивает все недочеты и сложности, связанные с адаптацией программных продуктов Autodesk Revit. Технология использования инструментов и освоение программных продуктов в нашем институте будет активно дорабатываться и улучшаться, что позволит вывести качество проектирования на более высокий, конкурентоспособный уровень, сократить сроки проектирования, исключить несоответствия между различными разделами проекта и получить ощутимые экономические выгоды для проектной организации в целом.

Пройдя сложный путь выполнения проекта с помощью технологий трехмерного проектирования с применением продуктов Autodesk Revit, можно с уверенностью сказать, что к BIM-технологиям применим известный афоризм А.В. Суворова: «Тяжело в учении — легко в бою». Эти технологии необходимы и эффективны.

Примеры проектирования в Revit

Нагибович А.А.

Научный пуководитель – Коледа С.М.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

BIM – это самая современная и совершенная технология проектирования, используемая в инженерно-строительной области.

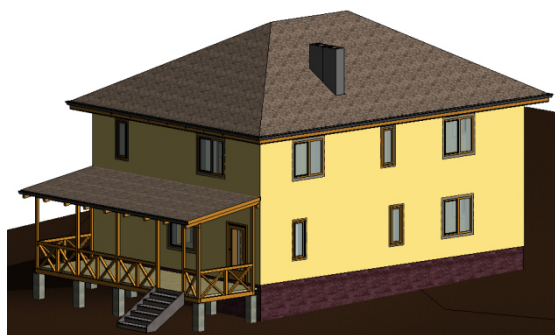
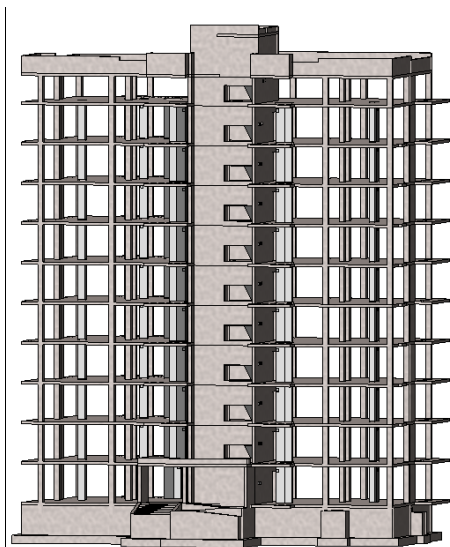
Revit позволяет моделировать объект в 3D и черчение в 2D

Проектировщик создает трехмерную информационную модель зданий. Каждый элемент в этой информационной модели имеет множество различных технических свойств. Эти свойства проектировщик может задавать самостоятельно и менять в любой момент. Например, проектировщик выделяет стену или колонну здания и меняет ее толщину, или смещает положение этого элемента. И данное изменение мгновенно отображается во всех частях проекта – на планах, разрезах, фасадах, 3D модели.

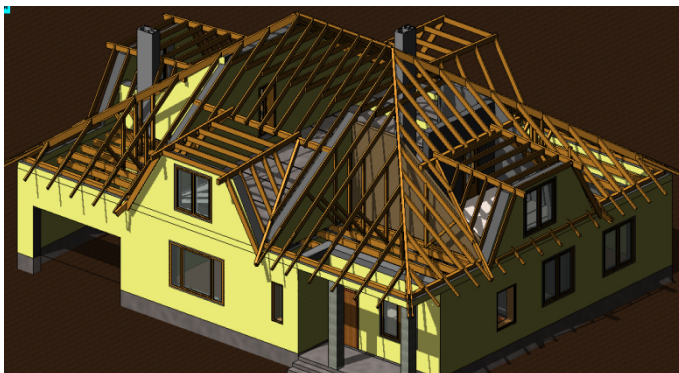
Помимо простых геометрических параметров, в информационной модели здания могут содержаться сведения и о структуре используемых материалов, и о их плотности, теплопроводности и прочих физических свойствах. После грамотного построения информационной модели здания, проектировщик может автоматически получить практически всю проектную документацию по проектируемому зданию, включая все виды чертежей, планы, схемы конструкций, таблицы ведомостей и спецификаций на материалы и изделия.

Виртуальный объект должен содержать всю геометрию и все свойства реального объекта. Естественно, без трёхмерной графики тут не обойтись.

В Revit проектировщик имеет возможность быстрой информационной презентации решений заказчику и другим заинтересованным участникам проекта



Можно наглядно передать на строительную площадку конструкцию монтажа. Если провести аналогию, то Revit представляет собой виртуальную стройку. Как на стройку привозят материалы для стен, так же и проектировщик в виртуальном пространстве настраивает нужный ему тип материалов



Благодаря этому меньше недоразумений и переделок. Исключаются ошибки в проектной документации и человеческий фактор.



Revit позволяет использовать при проектировании строительных конструкций различные строительные материалы: сталь, монолитный железобетон, сборный железобетон, кирпичную кладку, древесину и т.п.

Поскольку для строительства здания обычно используется большое количество различных материалов, Revit дает возможность моделировать их в требуемой комбинации

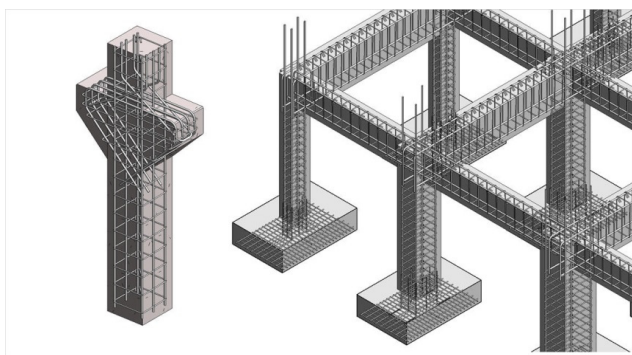
Проектировщики могут формировать чертежи сборок и управлять ими. Виды сборок можно помещать на рабочие чертежи, что улучшает детализацию разрабатываемых проектов.

Процессы построения моделей и подготовка чертежей связаны. Разработчик лишь указывает системе, какие планы, фасады и разре-

зы нужно отобразить в документации, а потом «вытягивает» их на поле чертежа. Остаётся лишь нанести поясняющие надписи: размеры, рамки чертежа и таблицы. При этом они всегда отображают «честное» значение своего параметра. Например, размер, указывающий расстояние от отверстия до грани конструкции, указывает именно то расстояния, на котором отверстие отстоит от стены. Изменить это значение, как в Auto, просто «перебив» его другими цифрами, нельзя. Что бы сделать это, необходимо сдвинуть отверстие, что достигается изменением значения размера.

В Revit проектировщик можно легко задавать и визуализировать армирование железобетонных конструкций.

Проектировщик может увидеть точное отображение самопересекающихся стержней арматуры.

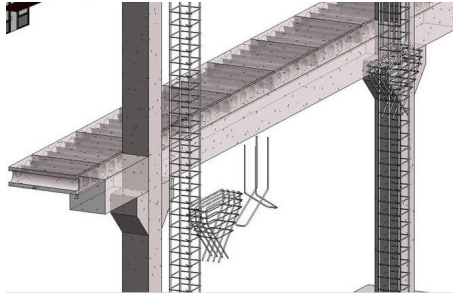


Есть возможность армировать железобетонные конструкции проволоочной сеткой. Армирующую сетку можно размещать в плитах перекрытий и фундаментах, а также в несущих стенах.

Увеличенные виды узлов здания помогают лучше понять их структуру и последовательность формирования при строительстве. Проектировщики могут настраивать виды в соответствии со своими предпочтениями. И передавать их на стройку

По итогам работы можно получить точные количества элементов и материалов.

Так как архитектурно-строительные и инженерные объекты – системы повышенной сложности. Количество входящих в них элементов может доходить до тысяч.



Ни одна стройка не обходится без спецификаций и ведомостей. Спецификация в понятии Revit несколько отличается от привычного для нас ГОСТовского понятия. По сути, спецификация в Revit – это настраиваемая таблица для отображения всего чего угодно, что присутствует в моделях зданий, конструкций. Данные таблицы могут не только отображать, но и подсчитывать количества и даже производить расчёты по формулам. Как и все остальные элементы, спецификация в Revit является полноценным элементом управления, который позволяет редактировать модели. С их помощью можно менять параметры того или иного компонента.

В процессе разработки технология BIM позволяет проектировать все части объекта одновременно, что с одной стороны значительно уменьшает сроки разработок, а с другой – сводит количество ошибок практически к нулю.

В итоге получается практически построенное здание в виртуальной среде. Полностью готовая информационная модель здания. Из этой модели можно получить практически всю проектную документацию.

В общем случае, процесс проектирования в Revit состоит из следующих этапов:

- подготовка моделей компонентов зданий, конструкций или систем;
- моделирование зданий, конструкций или систем;
- оформление спецификаций;
- оформление чертежей.

Сборно-монолитный метод строительства на основе несъемной сталефибробетонной опалубки

Политова В.И.

Научный руководитель – Латыш В.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Сталефибробетон — это бетон, армированный дисперсными металлическими волокнами диаметром 0,1-0,5 мм и длиной от 1 до 5 см (фибрами). Он обладает повышенной трещиностойкостью, прочностью на растяжение, ударной вязкостью, сопротивлением истираемости. Изделия из этого бетона можно изготавливать без традиционного стержневого армирования, что упрощает технологию изготовления и снижает трудоемкость.

Сталефибробетон, применяется в дорожном строительстве, устройстве посадочно-взлетных полос, монолитных полов, тротуаров, в качестве высокопрочного покрытия. Очень часто такой бетон используют при возведении каркасов зданий и строительстве монолитных бетонных сооружений.

Перспективным решением поставленной задачи является применение сборно-монолитного метода строительства, основанного на использовании армоопалубочных блоков, состоящих из арматурного каркаса с жестко прикрепленными листами несъемной сталефибробетонной опалубки (рис. 1).

Высокое качество несущих железобетонных элементов, достаточная плотность стыков обеспечивается тем, что армоопалубочные блоки изготавливаются в цехах и монтируются в проектное положение на строительной площадке с последующей укладкой монолитного бетона.

Сталефибробетонная опалубка, будучи несъемной, включается в совместную работу с несущим железобетонным элементом, что позволяет сократить процент стержневого армирования, и за счет этого улучшить качество укладки монолитного бетона.



Рис. 1. Общий вид несъемной сталефибробетонной опалубки

Данный вид опалубки нашел применение как в промышленном, так и в гражданском строительстве. Так, например, АО ЦНИИ-Промзданий (РФ г. Москва) разработана номенклатура сталефибробетонных тонкостенных элементов несъемной опалубки. Сталефибробетонные плиты толщиной 15 мм использовались в качестве опалубки трестом № 39 ЗАО "Главзапстрой" (РФ г. Санкт-Петербург) при возведении монолитных фундаментов под колонны. Трест «Казметаллургстрой» (РК г. Темиртау) освоил производство плит несъемной опалубки толщиной 20 мм с фиброй из отработанных канатов.

Эффективность сборно-монолитного метода строительства на основе несъемной сталефибробетонной опалубки

Эффективность применения технологии возведения строительных конструкций определяется, в основном, двумя параметрами – затратами на материалы и трудозатратами на изготовление и монтаж на объекте строительства.

Для сравнительного анализа были взяты данные расчета трудоемкости и материалоемкости при сборно-монолитной и монолитной технологии возведения зданий. Для примера рассмотрено сооружение фрагмента помещения прямоугольной формы, размером в плане 6х3 и высотой 3,9 м. В этом случае сталефибробетонная опалубка представляет собой листы из высокопрочного сталефибробетонна толщиной 30 мм, в которую при изготовлении устанавливают все предусмотренные проектом закладные детали, проходки, обрамления дверей и пр.

Результате проведенного расчета приведенные в таблице 1 и таблице 2.

Таблица 1. Трудоемкость при изготовлении фрагмента помещения

Технология производства СМР	Общая труд-ть, чел.-час	Труд-сть работ на строй-площадке, чел.-час	Отношение к общей труд-ти по монолитной технологии	Отношение к труд-ти на строй-площадке по монолитной технологии
Монолитное строительство	102.88	102.88	1	1
Сборно-монолитное строительство с использованием армоопалубочных блоков с петлевыми стыками	111.61	21.59	1.09	0.21
Сборно-монолитное строительство с использованием армоопалубочных блоков со сварными стыками	86.73	15.49	0.84	0.15

Таблица 2. Расход материальных ресурсов на изготовление фрагмента помещения

Технология производства СМР	Расход металла, кг	Расход стале-фибро-бетона, м3	Расход монолитного бетона, м3	Отношение к монолитной технологии
Монолитное строительство	2985	-	30.67	1
Сборно-монолитное строительство с использованием армоопалубочных блоков с петлевыми стыками	3395	3.08	26.66	1.2
Сборно-монолитное строительство с использованием армоопалубочных блоков со сварными стыками	2810	2.57	20.34	0.96

Выводы

На основании технико-экономического расчета показано, что применение сборно-монолитной технологии строительства на основе несъемной сталефибробетонной опалубки позволяет:

1. Сократить трудоемкость работ на строительной площадке на 79% и на 85% при армоопалубочных блоках с петлевыми и со сварными стыками соответственно.

2. Сократить расходы на материалы на 4% по сравнению с монолитной технологией.

3. Расход стали снижается на 7-20%, а бетона – до 15% по сравнению с конструкциями из сборного железобетона.

4. Форма помещения может принимать другие очертания по сравнению с крупнопанельным домостроением.

5. Сталефибробетонная опалубка, будучи несъемной, включается в совместную работу с несущим железобетонным элементом, что позволяет сократить процент стержневого армирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Капустин Д.Е. Прочностные и деформационные характеристики несъемной сталефибробетонной опалубки как несущего элемента железобетонных конструкций. Диссертация к.т.н. НИМГСУ. – М.:–2015. –С.212.
2. Бочарников, А.С. Несъемная фибробетонная опалубка / А.С.Бочарников, А.М. Денисов, Р.Г. Хлопотов, И.Б. Демин С.С. Боярский, О.В. Коротышевский, В.А. Колосов, А.К. Третьяков, М.Д. Рожненко // Авторское свидетельство 4735425/33. –1988.
3. Капустин, Д.Е. Техничко-экономическое обоснование применения сборно-монолитного метода при строительстве АЭС / Д.Е. Капустин // Энергетик. – 2015. – №10. – С.28-36.
4. Рабинович, Ф.Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технологии, конструкции. – М.: Изд-во, АСВ, 2006. –560 с.

**Разработка пространственной параметризованной модели
высотной кирпичной дымовой трубы в программном
комплексе Autodesk Revit с надстройкой Dynamo**

Пузан А. С.

Научный руководитель – Гринев В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Дымовые трубы являются ответственными и дорогостоящими инженерными сооружениями, работающими в чрезвычайно тяжелых условиях: под воздействием высоких ветровых нагрузок, перепадов температуры и агрессивных дымовых газов, движущихся внутри трубы. От этого значительно снижается расчетный срок службы дымовых труб. Учитывая, что их средний возраст превышает 50 лет (а в некоторых случаях гораздо больше), возникает необходимость производить поверочные расчеты (например, при изменении условий эксплуатации или для заключения о несущей способности в результате обследования). Также при разработке проектов по ремонту дымовых труб часто возникает потребность автоматизации получения чертежей таких конструкций (главным образом из-за их унификации).

При решении этих задач может очень пригодиться параметризованная BIM-модель, которая содержит в себе информацию как обо всей геометрии трубы, так и о характеристиках материала каждого ее элемента.

Наиболее рациональным выбором программного комплекса для построения такой модели, на мой взгляд, является Autodesk Revit, так как он обладает широкими возможностями для параметризации, тесно связан с другими программными продуктами Autodesk (такими как Autocad, Robot structural analysis) и имеет возможность существенно расширить свой функционал путем установки различных расширений и надстроек.

Одна из таких надстроек (Dynamo) использовалась для автоматизации построения этой модели. Dynamo предназначена для визуального программирования, поэтому алгоритм построения модели дымовой трубы, налаженный с ее помощью, имеет вид блок-схемы.

Каждый элемент блок-схемы отвечает за свою операцию (это может быть ввод исходных данных, расчет значений параметров и т. д.).

В качестве образца для моделирования всех основных узлов и элементов был использован типовой проект кирпичной 45-метровой дымовой трубы (1978 г.).

Ввод исходных данных осуществляется через Dynamo (хотя есть возможность наладить его через Microsoft Word, Excel, Access, а также с помощью расширения через сам Revit). Вводные параметры, передаваемые Dynamo, которых достаточно для автоматического построения модели:

Наружные радиусы верха и низа трубы.

1. Отметка верха, толщина стенки и футеровки для каждого яруса.
2. Отметка низа, ширина, высота и форма верхней грани каждого отверстия.
3. Углы φ и θ в сферической системе координат (для построения оси трубы с учетом крена).
4. Отметка низа и толщина ж. б. перекрытия.
5. Характеристики материалов ствола трубы, футеровки и перекрытия.

Следует отметить, что параметры ярусов и отверстий считываются как списки, которые будут обрабатываться Dynamo пока не закончатся, что позволяет не следить за их (ярусов, отверстий) количеством.

После ввода исходных данных в Dynamo автоматически рассчитываются координаты опорных точек по всей высоте трубы, соответствующих каждому ярусу и вершинам каждого отверстия. Встроенный в Dynamo язык программирования Design Script не очень удобен для обработки списков, поэтому на этом этапе в структуру скрипта интегрировались фрагменты кода, написанные на языке программирования Iron Python.

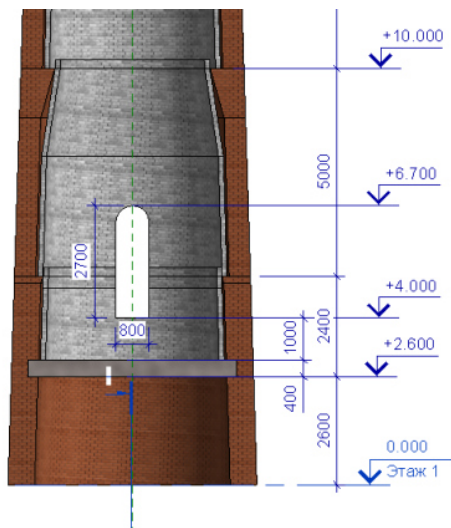


Рис. 1. Общий вид модели трубы (справа) и разрез с нанесенными аннотациями (слева)

Далее с помощью уже построенных опорных точек происходит размещение в пространстве каждого яруса трубы. Семейство яруса настроено стандартными возможностями Revit (на основе адаптивных точек) один раз и хранит в себе все формулы для того, чтобы по нескольким переданным Dynamo параметрам (например, уклон трубы, толщина стенки) рассчитались все остальные (например, диаметры внутренней поверхности стенки, длина консоли для опирания верхнего яруса футеровки).

Получившаяся в итоге параметризованная модель кирпичной трубы поддается редактированию (изменению параметров) после создания, не требуя перезапуска алгоритма Dynamo.

Средствами Revit строятся разрезы такой модели, добавляются аннотации, параметры включаются в спецификации — не представляет большого труда выдача чертежей АС или КР.

Возможна полная интеграция, к примеру, с BIM-моделью всего предприятия, на территории которого дымовая труба расположена.

Такую дымовую трубу удобно использовать для построения расчетной модели в Robot или, например, в ЛИРА-САПР, не повторяя достаточно трудо- и времензатратную процедуру построения геометрии трубы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Типовой проект ТП 907-2-205 «Труба дымовая кирпичная $H=45\text{м}$, $d_0=1.5\text{м}$ с надземным примыкание газоходов для котельных установок.
2. Программа для ВІМ-проектирования «Autodesk Revit».
3. Надстройка «Дунамо» для визуального программирования в «Autodesk Revit».

УДК 624.04

Особенности учета влияния сейсмических воздействий в нормативных документах Беларуси, России, Украины, Европы и Америки

Расанец М. А.

Научный руководитель – Зверев В. Ф.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Любая строительная система проектируется таким образом, чтобы антисейсмическая способность здания превышала расчетные сейсмические воздействия. Сюда включены прочность, жесткость и деформативность, определяемые исходя из объемно-планировочного решения и характеристик материалов фундаментов, сейсмоизоляционной системы и надземной части сооружения. В свою очередь, для конкретного сейсмоизолированного сооружения расчетная модель может быть задана в виде:

- формулы распределения статической поперечной силы в основании и горизонтальных сил по высоте сооружения;
- набора расчетных спектров реакции землетрясений;
- подходящих для места строительства записей землетрясений во времени.

Спектр реакций (ответов) - график максимальных реакций: перемещений, скоростей, ускорений, или других максимальных параметров совокупности осцилляторов (систем с одной степенью свободы) на заданное воздействие. Ординаты спектра ответов - максимальные значения реакций осцилляторов на заданное воздействие, абсцисса спектра - собственные частоты осцилляторов или периоды

собственных колебаний. При сейсмических воздействиях – это колебания основания, которое может быть задано акселерограммой колебаний поверхности грунта реального землетрясения, или представлено в виде синтезированной акселерограммы, полученной в результате статистической обработки акселерограмм нескольких землетрясений.

Спектры реакций (ответов) одна из наиболее важных, полезных и широко используемых концепций в теории и практике расчётов сооружений на сейсмостойкость. Предложенная более в 1926 году К. А. Сюзиро [1], в настоящее время эта концепция используется практически во всех зарубежных нормативных документах по расчёту сооружений на сейсмостойкость.

Данная концепция позволяет провести расчеты здания на сейсмостойкость инженерными методами.

Сейсмическое воздействие на грунт, как правило, определяется с использованием анализа сейсмической опасности конкретного участка с учетом расположения здания, региональных геологических характеристик и предполагаемого уровня опасности землетрясения. В результате определяется однородный спектр отклика опасности, определяющий линейные спектральные значения ускорения для разных периодов и уровней опасности.

В европейских нормативных документах, представленных ТКП EN1998-1-2011(02250) [2] и в американских нормативных документах, представленных ASCE/SEI 41-13 «Seismic evaluation and retrofit of existing buildings» [3] рекомендуемый упругий спектр реакции представлен на рисунках 1,2.

В Республике Беларусь, согласно национальному приложению ТКП EN1998-1-2011 рекомендуется принимать форму упругого спектра реакции ускорения грунта согласно указаниям СНиП II-7-81* (2.9) [4], которые соответствует указаниям действующего российского нормативного документа СП 14.13330.2013 [5].

В российских и украинских нормах для оценки сейсмических воздействий используется понятие спектр коэффициентов динамичности β .

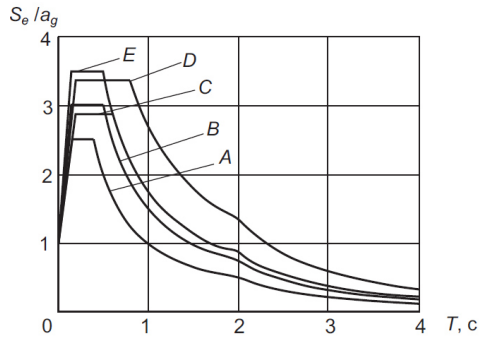


Рис. 1. Рекомендуемый упругий спектр реакции типа 1 для типов грунта от А до Е согласно ТКП EN1998-1-2011. (T – период колебаний линейной системы, a_g – расчетное ускорение грунта, S_e – упругий спектр реакции грунта)

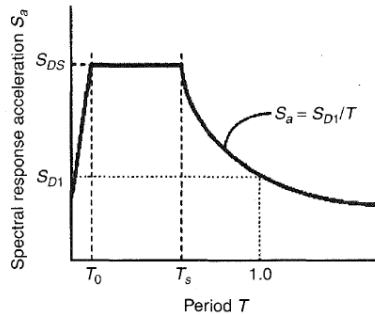


Рис. 2. Рекомендуемый спектр реакции согласно ASCE/SEI 41-13. (T – период колебаний линейной системы, S_{DS} – расчетное ускорение грунта в краткосрочный период колебаний, S_{D1} – расчетное ускорение грунта в период колебаний $T=1$ с, S_a – упругий спектр реакции грунта)

Спектр коэффициентов динамичности — безразмерный спектр ответа, полученный делением всех его значений на абсолютное максимальное ускорение акселерограммы.

Спектр коэффициентов динамичности β строится как совокупность функций периода свободных колебаний осциллятора. Это практически та же концепция, что и спектр реакции (ответа), названная по-другому.

В российских нормативных документах, представленных СП 14.13330.2013 и в украинских нормативных документах, представленных ДБН В.1.1-12:2014 [6] спектры коэффициентов динамичности представлены на рисунках 3 и 4:

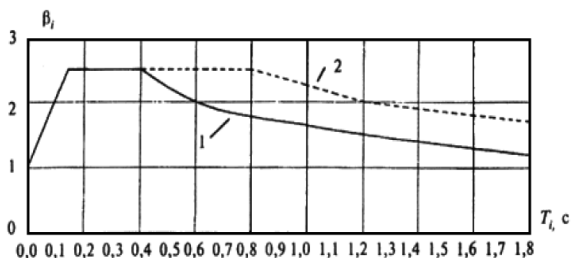


Рис. 3. Спектр коэффициентов динамичности β_i в зависимости от расчетного периода T_i собственных колебаний здания или сооружения по 1-ой форме при определении сейсмических нагрузок согласно СП 14.13330.2013

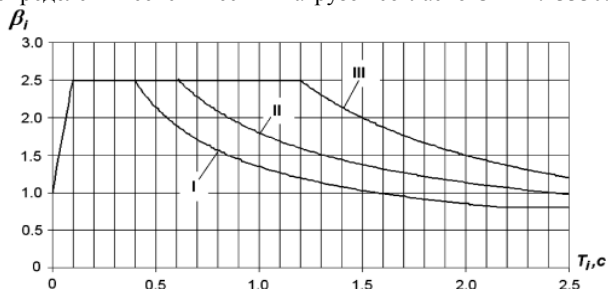


Рис. 4. Спектр коэффициентов динамичности β_i в зависимости от категории грунта (I-III) и периода T_i собственных колебаний здания или сооружения по 1-ой форме согласно ДБН В.1.1-12:2014

В большинстве российских и украинских источников по динамике сооружений не упоминается концепция спектров ответов. При этом во многих крупных проектных организациях расчёты на сейсмические воздействия, выполняются по программным комплексам, закупленных за рубежом, в которых при расчётах на сейсмические воздействия используются такие понятия как спектры максимальных реакций, модальная масса, модальный коэффициент демпфирования, коэффициенты участия формы и др.

Рассмотрим значения коэффициентов динамичности и упругих спектров реакции в совокупности путем составления сводного графика динамичности β_i и упругих спектров реакции грунта S_a согласно нормативным документам России, Украины, Америки и Европы.

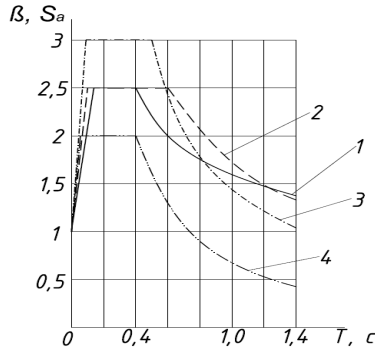


Рис. 5. Сводный график коэффициентов динамичности β_i и упругих спектров реакции грунта S_a , согласно: 1 - СП 14.13330.2013 (для категории грунта II, скорость распространения поперечных волн $V=250-700$ м/с); 2 - ДБН В.1.1-12:2014 (для категории грунта II, $V=500-800$ м/с); 3 - согласно ТКП EN1998-1-2011 (для категории грунта B, $V=360-800$ м/с); 4 – согласно ASCE/SEI 41-13 (для категории грунта C, $V=370-760$ м/с).

Исходя из выше изложенного, можно сделать вывод, что принципиально подход к определению упругого спектра реакции в России и Украине не отличается от подхода стран Европы и Америки. Разница значений обусловлена различным подходом к определению геологических особенностей грунта и составлению карт сейсмического районирования в различных странах.

Линейно-спектральный метод расчета, основанный на анализе данных спектров реакций, может использоваться в условиях нашей страны для проектирования сейсмостойких высотных зданий, не требующих особых условий надежности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Suyehiro K. A seismic vibration analyser and the records obtained therewith. Bulletin of the Earthquake Research Institute-University of Tokyo 1926; 1:59-64.
2. Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий: ТКП EN1998-1-2011 – Минск: Министерство архитектуры и строительства, 2013. – 158 с.
3. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings: ASCE/SEI 41-13 - Reston, Virginia: by the American Society of Civil Engineers, 2013. – 411 p.

4. Строительство в сейсмических районах. Госстрой России: СНиП II-7-81* – М.: ГУП ЦПП, 2000. - 44 с., карты ОСР-97
5. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*: СП 14.13330.2013 – М: Госстрой России, 2013. – 120 с.
6. Строительство в сейсмических районах Украины: ДБН В.1.1-12:2014 – Киев: Научно-исследовательский институт строительных конструкций (НИИСК) Минрегионстроя Украины, 2014. – 109 с.

УДК 69.059 (476)

**К вопросу технического и эксплуатационного состояния
наружных горизонтальных несущих конструкций зданий
жилого и гражданского назначения**

Свиридов Ю.Ю.

Научный Руководитель – Ловыгин А.А.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Галереи и балконы являются наружными горизонтальными несущими конструкциями и наиболее подвержены внешним воздействиям, испытывая в процессе эксплуатации зданий постоянное разрушающее физическое и химическое влияние атмосферы.

Эти воздействия являются причиной образования трещин, после появления которых проявляется вредное влияние других физических факторов. Среди них наиболее значительны промерзание, а затем увеличение трещин и разрушение.

Из-за многообразия конструктивных решений горизонтальных несущих конструкций зданий в данной работе обзор будет ограничен состоянием балконных плит малоэтажных (4-х – 5-ти этажных) жилых зданий г. Минска и отдельных населенных пунктов Минской области.

В конструктивном отношении обследуемые здания бескаркасного типа с продольными несущими кирпичными стенами толщиной 510 и 380мм. Перекрытия сборные железобетонные из пустотелых плит толщиной 220мм. По главному и дворовым фасадам здания

оборудованы балконами из сборных железобетонных консольных плит, заземленных в кладке наружных стен. Такие конструкции идентифицируются аналогичным по серии ИИ 03-02, альбом 18-64, рассчитанным по полезным нормативным нагрузкам 400кг/кв.м и дополнительную нагрузку 100кг/мп от веса цветочниц по наружному контуру балконов.

Как показали данные результатов обследования прочности бетона конструкций балконов (методом неразрушающего контроля) – вне зоны повреждений она в среднем составила 16,0 МПа, что в целом соответствует проектному значению. Ограждения балконов выполнены с использованием арматурных элементов, прикрепленных на сварке к закладным деталям и арматуре балконных плит. К арматуре ограждения балконов крепятся балконные экраны.

Выполнение работ по обследованию этих конструкций было обусловлено многочисленными обращениями эксплуатирующих организаций в связи с образованием в них разнообразных дефектов, которые в процессе длительной эксплуатации привели к снижению их технического и эксплуатационного состояния. Поэтому был поставлен вопрос об их пригодности к дальнейшей эксплуатации, необходимости ремонта или усиления.

По результатам обследования в указанных конструкциях были выявлены следующие характерные дефекты:

- Локальные разрушения бетона по контуру плит с обнажением арматуры и ее коррозией;
- То же по периметру с глубиной разрушения бетона до 100-200мм в плане конструкции;
- Малая величина защитного слоя бетона по нижней поверхности плит (местами его отсутствие), что привело к коррозии арматуры сеток конструкций;
- Низкое качество бетонирования конструкций в условиях заводского изготовления, что привело к образованию на их поверхностях многочисленных пор, каверн, раковин, способствующих развитию коррозии арматуры;
- Замокание нижних поверхностей балконных плит из-за отсутствия или некачественного выполнения сливов по их периметру;

- Ослабление креплений ограждений балконов вследствие коррозии арматуры, закладных деталей и сварных соединений элементов.

Указанные выше дефекты должны ограничивать использование указанных конструкций по назначению из-за возможного их отказа в локальных зонах, что однако не препятствует их функциональному использованию.

Поэтому, проведя анализ технического и эксплуатационного состояния обследованных балконных плит, было принято решение о возможности их дальнейшего использования при условии ремонта и усиления.

Ремонт в данном случае заключается в восстановлении самих конструкций, предполагающий очистку арматуры от продуктов коррозии, обработку ее антикоррозийными составами, восстановление необходимой по нормам толщины защитного слоя бетона и организации эффективных защитных сливов недопускающих замокания нижних поверхностей конструкций.

На настоящий момент прочность и устойчивость обследуемых конструкций в целом обеспечивается, опасность обусловлена их локальными разрушениями, а установленные дефекты классифицируются от малозначительных до значительных, причем они не относятся к каким-либо конкретным участкам фасадов здания, а имеют хаотичное расположение.

Для последующей длительной, безопасной и нормальной эксплуатации балконов здания было рекомендовано выполнение их выборочного ремонта и фронтального усиления методом торкретирования нижних поверхностей конструкций.

В качестве выборочного ремонта рекомендуется проведение восстановления защитного слоя бетона конструкций после очистки и обработки антикоррозионными составами стальной арматуры конструкций.

Фронтальное усиление предполагает подведение под балконами опорной страховочной системы из металлических конструкций консольно-подпорного типа. Эта система будет способствовать предотвращению возможных деформаций (прогибов) конструкций, страховаться их от обрушения, а также позволит закрепить к ним элементы ограждения.

В заключение следует отметить, что указанная проблема актуальна не только для обследованных в данном случае объектов. В настоящее время в эксплуатации находятся примерно 20-25% зданий жилого назначения времен постройки 50-60х годов, где присутствуют рассмотренные выше дефекты, неустранение которых в течении непродолжительного времени может привести к образованию дефектов критических, разрушению и авариям конструкций.

В связи с этим службы эксплуатации ЖЭСов, ДУ и пр. должны обращать особое внимание на техническое состояние подобных конструкций и в случаях необходимости принимать меры по их ремонту и восстановлению до наступления критической ситуации.

УДК 69.059.2

Аварии зданий и сооружений. Причины и последствия

Снежко А.Ю., Протасевич А.А.

Научный руководитель – Шилов А.Е.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Строительство гражданских и промышленных зданий и сооружений продолжает осуществляться на территории стран СНГ в значительных объемах.

Технический уровень возводимых цехов, жилых и гражданских зданий, а также инженерных сооружений определяется качеством проектных решений, качеством выполнения строительно-монтажных работ и изготовления конструкций, материалов и оборудования, а так же не нарушением норм эксплуатаций.

Информация о случаях повреждений и обрушений зданий, сооружений, их частей и конструктивных элементов на основе изучения и анализа причин возникновения дефектов и их последствий необходима для выявления "узких" и наиболее опасных моментов в ходе строительства и эксплуатации.

Аварии зданий из каменных конструкций

В ходе анализа было установлено, что основной причиной обрушения каменных конструкций были грубейшие нарушения правил выполнения узлов опирания несущих конструкций на кирпичные

стены. Этот дефект в процессе эксплуатации усугубляется разупрочнением кладки (особенно из силикатного кирпича) вследствие увлажнения ее из-за протечек в водонесущих коммуникациях, с последующим неоднократным замораживанием и оттаиванием. Наиболее часто встречающимся нарушением при производстве работ, вызывающим местную перегрузку кирпичной кладки, является опирание балок и прогонов перекрытий на стены без соответствующих подкладок (распределительных пластин). В ряде случаев опирание конструкций выполняется через неармированную (бетонную) подушку, которая не может воспринимать изгибающие моменты из-за неравномерной передачи нагрузки от конструкции на укладку, что может привести к потере устойчивости конструкций. Ослабление кирпичной кладки вследствие замачивания и попеременного замораживания является также одной из причин обрушения зданий.

Повреждения зданий из каменных конструкций, приводящие к приостановке их введения или эксплуатации, нередко являются следствием неравномерных осадок или пучения грунтов оснований фундаментов. Кирпичная кладка весьма чувствительна к неравномерным осадкам зданий.

Одной из проблем на современном этапе стала необходимость обеспечения сохранности и предотвращения повреждений объектов незавершенного строительства. Однако, как показывает опыт, на приостановленных строительством объектах не выполняются положения об их консервации и охране. Из-за невыполнения консервации и отсутствия охраны на здании с незавершенным строительством происходила неконтролируемая разборка кладки простенков и других конструкций. Вследствие ослабления сечений простенков, а также снижения прочности кладки под воздействием атмосферных факторов произошла потеря несущей способности кладки с обрушением наружной стены и плит покрытий и перекрытий.

Характер описанных аварий указывает на то, что во всех случаях они являлись следствием дефектов при выполнении строительно-монтажных работ, проявление которых на эксплуатируемых зданиях усугубилось нарушением правил технической эксплуатации, своевременно не выявленными службами производственного контроля технического надзора заказчика, авторского надзора проект-

ных организаций и соответствующими службами эксплуатирующих организаций.

Аварии зданий и сооружений с конструктивными элементами из сборного железобетона

Одной из причин обрушений и недопустимых деформаций конструкций являлось нарушение правил производства работ, вследствие которого не обеспечивалась устойчивость зданий и отдельных конструктивных элементов или прочность узловых сопряжений.

Наиболее частыми причинами аварий являются:

- некачественное закрепление панелей на сварочных прихватках;
- невыполнение проектного опирания конструкций и незакрепление их в проектное положение до освобождения строповок;
- низкое качество сварки;
- нарушение технологической последовательности монтажа.

Аварии зданий и сооружений из монолитного железобетона

Дефекты, вызванные нарушением технологии производства работ, особенно при возведении зданий в зимних условиях, могут явиться причинами создания аварийных ситуаций и обрушения конструкций в процессе производства работ. Недостаточное уплотнение бетонной смеси, нарушение режима набора прочности бетона в ряде случаев являются основными причинами аварий.

Производственный анализ причин аварий зданий и сооружений указывает на то, что строительные дефекты при невыгодном сочетании факторов становятся причинами аварий зданий и сооружений. При этом чем выше доля зданий и сооружений с критическими дефектами, тем выше потенциальная опасность создания аварийной ситуации. Сопоставительный анализ позволяет утверждать, что соотношение аварий на объектах производственного и жилищно-гражданского назначения имеет прямую зависимость с показателями дефектности возводимых объектов.

Ниже приведены лишь некоторые примеры значительного разрушения и аварий, вызванных ошибками, допущенными на разных этапах строительного процесса. Даны рекомендации по предотвращению аварий.

Ежегодно в стране систематизируются аварии зданий и сооружений разного назначения. Вызываются они ошибками, допущенными при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуата-

ции. Анализ причин аварий за несколько лет показал, что часто отмечаются одни и те же ошибки. Рассмотрим представленные материалы по авариям.

1 – Обрушение церковной школы 2008 год

В процессе возведения трехэтажного здания колледжа La Promesse, расположенного в пригороде столицы островного государства Порт-о-Пренс, произошло обрушение второго этажа. К сожалению, во время строительства верхних этажей в уже «эксплуатируемой» части здания находились люди. В результате обрушения погибло 94 человека и более 150 – госпитализированы. В процессе обследования причин обрушения был выявлен ряд нарушений проектных решений, а так же грубые ошибки в конструкции здания и в выборе места для его строительства. По некоторым результатам обследования звучала информация, что в растворе стен отсутствовал, или находился в недостаточном соотношении цемент, что и привело к такой скорой потере прочности.

2 – Обрушение части Кричевской школы

29 августа 2014 года произошло обрушение части здания школы в городе Кричев Могилевской области. К осмотру были привлечены специалисты Министерства по чрезвычайным ситуациям и эксперты управления Государственного комитета судебных экспертиз по Могилевской области. В процессе подготовки здания к новому учебному году производилась замена окон. По некоторым результатам в ходе их замены были расширены оконные проемы. К счастью, эти работы производились до начала учебного года и в здании школы утром в момент обрушения плит перекрытий и стен никого не находилось. Вероятнее всего, не выдержали простенки, которые в силу своего возраста потеряли былую несущую способность, а наличие трещин в стенах, идущих в частности от оконных проемов – факт установленный, который лишь усугубил ситуацию. Здание было 1979 года постройки, и, после четырех месяцев расследований, было решено построить новую школу, недалеко от места происшествия.

3 – Обрушение части Беляевской школы

Похожее обрушение части здания школы произошло в Беляевской средней школе Оренбургской области в 2008 году. Было установлено, что трещины по стене пошли от вставки новых окон. Детей начали эвакуировать, но вывести всех не успели. Рухнула фа-

садная стена и лестничные марши. Печальным является факт, что замена оконных проемов производилась именно в учебное время. До того, как была начата замена оконных проемов, была заменена крыша школы, что, по некоторым мнениям, привело к увеличению нагрузки на несущие конструкции здания, а замена окон лишь ускорила разрушение. В частности, из-под завалов удалось извлечь живыми 4 человека, одним из которых был работник, производивший замену окон. В ходе обследований было установлено, что имели место нарушения во время строительства здания и несоблюдение правил его эксплуатации, приведшие к потере прочности конструкций. "Оказалось, что несущая стена была, фактически, не соединена с другими стенами. Обрушение могло произойти в любое время. Замена оконных рам именно в этом месте спровоцировало обрушение" – губернатор района.

4 – Обрушение Басманского рынка

Обрушение здания Басманного рынка произошло 23 февраля 2006 в 5:45 в Москве. Примерно в 14:30 под обломками начался пожар, ликвидированный к 16:20. Трагедия стала одной из крупнейших техногенных катастроф в России. Погибло 68 человек (45 граждан Азербайджана, 7 жителей Грузии и 16 представителей Узбекистана и Таджикистана), ранения получили 39 человек. Комиссия установила, что крыша здания рынка обрушилась из-за обрыва одного из тросов-вантов, на которых она держалась. А сам обрыв стал следствием нескольких причин, среди которых была коррозия ванта и внеплановая перестройка здания — в нём был возведен внутренний круговой балкон, который затем перегрузили товаром

5 – Обрушение терминала аэропорта в Париже

23 мая 2004 года произошло обрушение крыши терминала 2E аэропорта Руасси - Шарль де Голль в Париже. Руководство Air France подгоняло и строителей, и дирекцию аэропорта. Все знали, что терминал еще далеко не готов к сдаче в эксплуатацию, но все старательно закрывали на это глаза. Когда же комиссия по безопасности приехала принимать сооружение, чуть ли не на головы ее членов упал один из осветительных приборов. Тогда решили отложить открытие терминала. Но всего на неделю. 25 июня 2003 года 2E все равно открылся для пассажиров, жизнь которых оказалась под угрозой".

То, что при строительстве терминала были допущены конструктивные просчеты, было известно заранее. Еще на этапе строительства пятьдесят колец, поддерживающих свод с западной стороны, дали трещины. Строители их вовремя заметили и приняли меры предосторожности - в частности, залили трещины жидким стеклом. Была даже несколько изменена технология строительства. Однако рухнул участок, на котором никаких видимых изъянов ранее обнаружено не было. Обеспечить жесткость конструкции длиной 650 метров и шириной 33 метра было достаточно сложно, однако решено было накрыть бетонное жерло металлическими арками, придающими всей конструкции жесткость. В них сделали квадратные окна общей площадью 36 тысяч квадратных метров. Свет должен был проходить сквозь стекло и создавать эффект не то аквариума, не то фантастического космического корабля.

Конструкция терминала проектировалась французским архитектором Поль Андре. Сооружение должно было оставаться достаточно просторным для большого числа туристов и, как следствие, была выбрана конструкция усеченного вдоль продольной оси цилиндра, который поддерживался изнутри балками, опирающимися на колонны. Эксперты сообщили, что терминал постепенно разрушался изнутри из-за неправильного расположения и слабости арматуры, непрочности несущей балки и недостаточного запаса избыточной прочности. Произошло разрушение горизонтальной железобетонной балки, что привело к пробитию покрытия колоннами. По результатам экспертизы причиной стали ошибки в проектировании и недостаточное качество бетона, использовавшегося при строительстве. Все эти факторы усугубляла холодная погода.

В строительстве терминала, завершившемся только в июне прошлого года, участвовало более четырехсот субподрядных компаний. Инженеры уверены, что ошибки как раз более вероятны, когда за различные части строительства здания отвечают разные строительные компании. В данном случае GTM Construction строила бетонный каркас, Nerve — колонны.

6 – Обрушение Трансвааль-парка

14 февраля 2004 года произошло обрушение купола спортивно-развлекательного комплекса «Трансвааль-парк» в Москве (введен в эксплуатацию в июне 2002 г.), жертвами трагедии стали 28 человек. Площадь обрушения составила почти пять тысяч квадратных

метров. Купол здания упал на всю водную часть комплекса, кроме бассейна для взрослых. Под обрушившейся крышей оказались детская площадка с детским бассейном и большой бассейн с горками, центрифугой и прочими самыми привлекательными аттракционами, с прилегающими площадями.

На основании собранных в ходе следствия данных было объективно установлено, что причиной частичного обрушения "Трансвааль-парка" явился комплекс проектных ошибок, обусловленных грубыми просчетами при разработке проекта, в результате которых построенное сооружение не отвечало нормативным требованиям по безопасности и надежности.

Под воздействием вибраций в тонкостенных элементах аквапарка возникали поперечные волны, которые приводили к появлению изгибных деформаций. Если возмущающие колебания не совпадают по частоте с собственными колебаниями системы, разрушение вряд ли может произойти. Опасность вызывают колебания с частотами, близкими к собственной частоте системы. В таких случаях конструкция может войти в резонанс и разрушиться. Действительно, в начальный период эксплуатации, судя по параметрам конструкции здания аквапарка, резонансные частоты его элементов, в частности купола, находились в диапазоне 5 кГц. Посторонние источники воздействовали на здание с частотами 20-200 Гц.

К настоящему времени был выполнен ряд экспертных работ, в которых анализировалась конструктивная прочность здания аквапарка «Трансвааль». Ни в одной из этих работ не было однозначно указано на истинную причину обрушения данного сооружения. В качестве основного инструмента для определения напряженно-деформированного состояния и динамических характеристик конструкции при различных видах воздействия в этих работах используется численный метод конечных элементов, реализованный в различных программных системах: ЛИРА, SCAD, ANSYS, СТАДИО. При определении НДС конструкции покрытия с системой опорных колонн использовались конечноэлементные (КЭ) модели, сформированные из балочных и оболочечных элементов. Для моделирования железобетонной оболочки покрытия задавались приведенные жесткостные характеристики армированного бетона. Размерность КЭ моделей составляла от нескольких десятков до ста тысяч элементов.

Реальное покрытие было выполнено в виде железобетонной оболочки переменной толщины с неоднородным армированием и системой перекрестных армированных ребер. При моделировании такой сложной конструкции указанная выше степень дискретизации не позволяет учесть локальные особенности НДС конструкции, обусловленные нелинейным поведением бетона и реализованной в конструкции системой армирования. В результате была получена расчетная модель, размерность которой составила порядка 2 миллионов элементов, что превзошло детализацию конструкции в 20 раз по сравнению с представленными ранее моделями в расчетах экспертных организаций.

Выполнены расчеты на последовательные нагружения конструкции:

- постоянной нагрузкой, включающей вес конструктивных элементов + вес кровли – нагрузка «вес»
- постоянной нагрузкой + равномерно распределенной снеговой нагрузкой – нагрузка «вес + снег»

Первоначально был рассмотрен вопрос о корректности решения задачи нагружения большепролетной пологой оболочки в линейно-упругой постановке. Для этого выполнены расчеты на нагружения постоянной нагрузкой (нагрузка «вес») для моделей:

- без учета геометрической и физической нелинейностей;
- с учетом геометрической нелинейности;
- с учетом геометрической и физической нелинейностей.

Тип расчета	Максимальное перемещение U , мм	Напряжения в бетоне $\sigma_{\max} / \sigma_{\min}$, МПа	Напряжения в арматуре $\sigma_{\max} / \sigma_{\min}$, МПа
Без учета геометрической и физической нелинейностей	60	15,1 / -12,2	86,0 / -54,7
С учетом геометрической нелинейности	65	15,4 / -12,8	89,2 / -55,2
С учетом геометрической и физической нелинейностей	144	2,4 / -21,9	302,5 / -101,2

Согласно СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры», при продолжительном действии нагрузки значение начального модуля деформации бетона определяется по формуле $E'_6 = E_6 / (1 + \varphi_{b,cr})$, где $\varphi_{b,cr} = 2,1$ – коэффициент ползучести. Согласно формуле, начальный модуль упругости следует уменьшить в 3 раза. Было решено не задавать в расчете столь значительное уменьшение начального модуля упругости (дать конструкции «шанс на выживание»).

Выполнен расчет для модуля упругости бетона, уменьшенного в 1,5 раза $E'_6 = E_6/1,5 = 23000$ МПа. По результатам расчета для нагрузки «вес + снег» установлено: максимальные растягивающие напряжения в арматуре превысили предел текучести при уровне снеговой нагрузки 30 кг/м^2 .

Максимальные прогибы при указанной нагрузке достигают 300 мм.

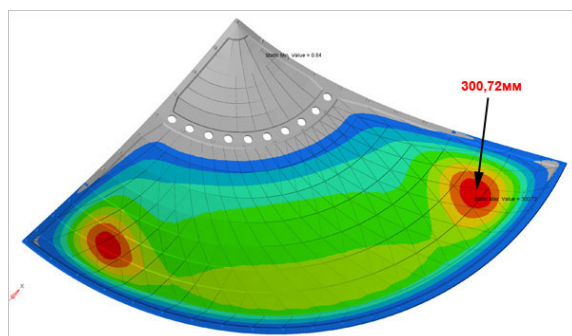


Рис. 1. Суммарные перемещения в оболочке

Напряжения в бетоне превышают пределы текучести (нормативные сопротивления) на сжатие и растяжение. Главные напряжения в бетоне достигают величины 27,5 МПа (нормативное значение 25,5 МПа). Зона пластических деформаций в бетоне охватывает значительную площадь оболочки.

Напряжения находятся в допуске, что опровергает утверждения экспертов о потере несущей способности колонн и боковых связей. ООО «Хекса» по заказу ЗАО «КУРОРТПРОЕКТ» в 2007 году проведено исследование, по которому видно, что даже при исключении одной колонны из работы, в конструкции больших (катастрофических) изменений не происходит.

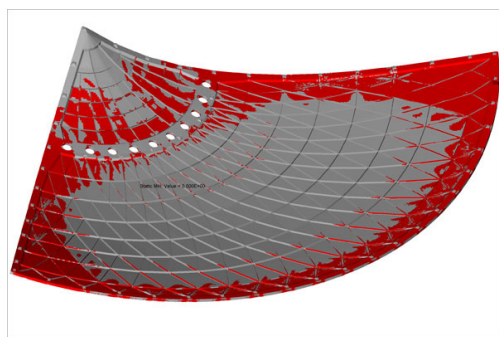


Рис. 2. Пластические деформации в бетоне оболочки

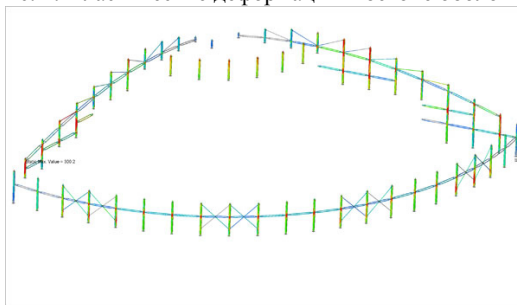


Рис. 3. Эквивалентные напряжения в колоннах со связями, $\max = 300$ МПа (нормативное значение 370 МПа)

ЛИТЕРАТУРА

1. В Кричеве в гимназии обрушились актовый зал и столовая. СК возбудил уголовное дело // Белорусский портал TUT.BY [Электронный ресурс]. URL: <http://news.tut.by/accidents/413288.html> (Дата обращения: 07.03.2016).
2. Джамбулатов Р. Г. Анализ причин обрушения покрытий общественных зданий // Молодой ученый. — 2015. — №10. — С. 197-200.
3. Журнал «ИТОГИ» №22 (416) / Обвальное обрушение. [Электронный ресурс]. URL: <http://www.itogi.ru/archive/2004/22/72064.html>. (Дата обращения: 07.03.2016).

4. Леденев Виктор Васильевич, Однолько Валерий Григорьевич
Анализ причин аварий зданий и сооружений и пути повышения
их надежности // Вестник ТГТУ. 2012. №2. URL:
<http://cyberleninka.ru/article/n/analiz-prichin-avariy-zdaniy-i-sooruzheniy-i-puti-povysheniya-ih-nadezhnosti> (дата обращения:
13.05.2016).
5. На Гаити обрушилось здание церковной школы // INNOC | Ново-
сти России/ [Электронный ресурс]. URL:
<http://innoc.net/archive/130016.html> (Дата обращения: 09.03.2016).
6. Обрушение школы в Оренбургской области // РИА новости
[Электронный ресурс]. URL:
http://ria.ru/trend/fall_school_01102008. (Дата обращения:
02.04.2016).
7. Почему рухнул "Трансвааль-парк"? // Наука и жизнь [Электрон-
ный ресурс]. URL: <http://www.nkj.ru/archive/articles/7220>. (Дата
обращения: 02.04.2016).
8. Расчетные исследования причин обрушения конструкции по-
крытия аквапарка «Трансвааль». Экспертиза проекта уникаль-
ного сооружения // Расчеты на прочность строительных кон-
струкций [Электронный ресурс]. URL:
[http://www.hexa.ru/presentations.php?languageId=1&sitePartId=2&
categoryId=5&presentationId=44](http://www.hexa.ru/presentations.php?languageId=1&sitePartId=2&categoryId=5&presentationId=44). (Дата обращения: 03.04.2016).
9. Российская газета №4765 / Шестая жертва. [Электронный ре-
сурс]. URL: <http://rg.ru/gazeta/rg/2008/10/03.html> (Дата обраще-
ния: 22.03.2016).
10. Терминал аэропорта «Шарль де Голль» начал разрушаться сразу
после строительства // Lenta.ru. [Электронный ресурс]. URL:
<https://lenta.ru/world/2005/02/16/degaulle>. (Дата обращения:
22.03.2016).

Применение современных решений перекрытий при строительстве и реконструкции

Соколовская Е.И.

Научный руководитель – Зверев В.Ф.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Идея сборно-монолитного перекрытия не является новой, она давно используется в странах центральной и восточной Европы. Широко известны большепролетные перекрытия немецкой системы ALBERT, польские перекрытия TERIVA, белорусские перекрытия ДАХ. Такие перекрытия могут выполняться без остановки технологических процессов на промышленных предприятиях, в стесненных условиях, внутри зданий и сооружений, а также при строительстве мансард, при надстройке эксплуатируемых жилых зданий.

Частореберное сборно-монолитное перекрытие «ДАХ» состоит из двух основных элементов: легкие железобетонные балки каркаса треугольного сечения и пустотелые блоки-вкладыши. Блоки могут быть керамическими, газосиликатными либо бетонными.

Балки состоят из пространственного стального каркаса, нижняя грань каркаса обетонирована мелкозернистым бетоном в виде бруса сечением 120х40 мм класса не менее С 16/20 с крупностью заполнителя 5-20 мм.

Пространственный каркас балок представляет собой равнобедренный треугольник с расположенной в углах продольной рабочей арматурой диаметром 8 мм класса S400. Длина балок для шага 300 мм находится в пределах 2,4-6 м, для шага 600мм – 6-6,9 м.

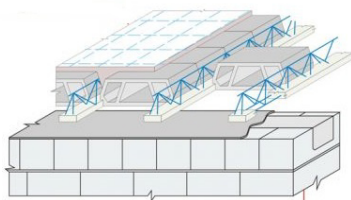


Рис. 1. Сборно-монолитное перекрытие «ДАХ»

Боковые грани каркаса образованы поперечной арматурой из проволоки сечением 5 мм класса В-1, соединенной с продольной арматурой каркаса точечной сваркой в местах изгиба.

Конструкция образует раскосную ферму и обеспечивает пространственную жесткость каркаса при бетонировании нижнего основания и затем при устройстве сборно-монолитного перекрытия.

Блоки пустотные бетонного перекрытия выполняются со сквозными пустотами с уступами в нижней части для опирания балки. Для производства блоков применяются легкие бетоны классом не ниже С8/10 со средней плотностью не более 1600 кг/куб. метр.

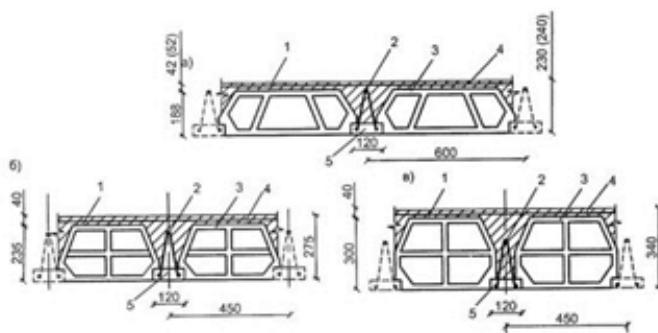


Рис. 2. Конструктивный вид сборно-монолитных перекрытий «ДАХ»:
 1 – слой монолитного бетона; 2 – выступающая часть арматурного каркаса сборной балки ДАХ; 3 – сборные блоки ДАХ; 4 – сетка дополнительного армирования монолитного слоя бетона; 5 – сборные балки ДАХ
 а – ДАХ-I, (ДАХ-IA); б – ДАХ-II; в – ДАХ-III

В системе «ДАХ» используются блоки трех видов и нескольких модификаций, различающихся конструктивно (профиль поперечного сечения, геометрия и количество пустот) и по назначению (основной, доборный, сквозной, со стенкой и т.д.). Каждый блок предназначен для соответствующего типа перекрытия.

Устройство сборно-монолитного перекрытия включает в себя следующие последовательные операции: установка на монтажный горизонт балок и временных стоек опор, укладка между балками пустотелых блоков, укладка монолитного бетона.

Расчитываются перекрытия «Дах» как ребристые перекрытия с межбалочным заполнением.

Методика расчета включает в себя следующие положения: расчет по прочности, направленный на обеспечение несущей способности балок на стадии монтажных работ и расчет по деформациям.

Сборно-монолитное перекрытие «ДАХ» применяется при реконструкции, модернизации, капитальном ремонте или строительстве новых объектов.

Преимущества данного перекрытия:

1. Изготовить перекрытие из мелкоштучных элементов на объекте строительства без использования грузоподъемных механизмов (вес элемента от 14 до 125 кг.);

2. Перекрыть помещения сложной конфигурации с эркерами и выступами, в том числе со сложными планировочными решениями;

3. Обеспечить несущую способность перекрытия до 1000 кг/м²;

4. Проводить монтаж в труднодоступных местах, в том числе внутри помещений;

5. Сократить на 20-30% затраты на устройство перекрытия, по сравнению с аналогами.

Из минусов можно отменить стоимость и необходимость в процессе монтажа балки обязательного устройства временных стоек.

Квадратный метр перекрытия пролетом до 6 м стоит от 275 000 бел.руб /м², до 9 м от 302 500 бел.руб/м². На 1 м² перекрытия приходится (в зависимости от нагрузки) балок ж/б 1,7-2,2 м.п, блоков пустотных от 6-7штук. Стоимость 1 п.м. арматурного каркаса – 1,5 доллара.

Кессонное перекрытие представляет собой вид ребристого перекрытия, в котором балки в плане образуют панели с отношением сторон длинной к короткой меньше двух. От обычного ребристого оно отличается тем, что плита распределяет нагрузку по двум направлениям и рассматривается как опертая по контуру. Нагрузка от плиты на балку передается в форме соответствующей схеме разрушения плиты опертой по контуру. Величины усилий изгибающих моментов и поперечных сил балок с треугольной и трапецевидной нагрузками определяют с помощью таблиц.

Сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия, в отличие от обычного плоского, заключается в том, что бетон, в целях экономии, удаляется из нижней зоны сечения, где сохранены лишь ребра, в которых сконцентрирована растянутая арматура. При этом плиты в пролете между ребрами работают на изгиб как балки

таврового сечения. Верхняя полка плиты также работает на местный изгиб между ребрами.

Термин «кессон» (по-французски «caisson», по-немецки «Kassette») в различных источниках объясняется по-разному, но везде можно четко отметить один общий признак, а именно: кессоном называется ящикообразное углубление в своде или балочном покрытии. Иногда эти перекрытия называют вафельными от английского waffle slab или коферные coffered ceiling.



Рис. 3. Кессонное перекрытие

В обычных монолитных перекрытиях крепление плит осуществляется через несущие балки. В отличие от них кессонные перекрытия включают в свой состав ребра, которые исполняют роль несущих балок. Ребра выполнены с шагом не более 150 см и образуют сетчатую структуру, что обеспечивает перераспределение нагрузки и достаточную ее прочность. В результате на общее бетонное основание плиты не приходится больших нагрузок, и оно служит в основном для создания единой монолитной конструкции, что позволяет уменьшить толщину слоя до 5-8 см. Для увеличения надежности кессонного перекрытия плиты армируются. Плиты выпускаются общей толщиной от 25 до 45 см, при этом высота ребер, выступающих над основанием, составляет 20-40 см. В соответствии с принятыми нормами строительства высота ребра должна быть не менее $1/20$ от длины пролета. Размеры плит выполняются по заказу и могут достигать 35х35 м.

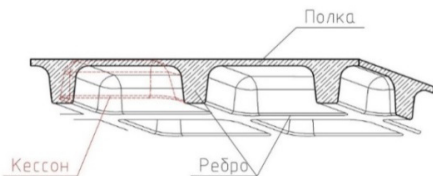


Рис. 4. Элементы кессонного перекрытия

Таблица 1 – Техничко-экономические показатели панелей перекрытий пролетом 6 м, шириной 1,2 м, при нормативной нагрузке 6 кН/м²

Характеристика	Толщина, см	Расход бетона, м ³	Расход рабочей арматуры, кг
Сплошная монолитная	16,0	1,15	56,1
Монолитная кессонная	25,0	0,88	33,5
Экономия материалов, %	-	23,0	40,0

Преимущества кессонных перекрытий:

1. значительная экономия материалов;
2. увеличение несущей способности;
3. снижение нагрузок на здание;
4. абсолютно свободная планировка за счет увеличения пролета здания;
5. архитектурная выразительность.

Недостатки технологии:

- трудоемкость выполнения работ и нецелесообразность применения данной технологии при малых пролетах здания.

Создание и внедрение в практику строительства предварительно напряженных конструкций явилось вторым рождением железобетона на качественно более высоком уровне. Предварительное напряжение позволило повысить трещиностойкость, жесткость и значительно уменьшить собственный вес конструкций, сделав их не только конкурентоспособными с металлическими конструкциями, но и более экономичными при изготовлении и эксплуатации.

В Республике Беларусь метод предварительного напряжения бетона применялся лишь при изготовлении сборных конструкций на заводах ЖБИ. Сегодня ситуация меняется коренным образом.

В Беларуси имеется некоторый опыт возведения зданий с предварительным напряжением. Наиболее значимые объекты - Центральный автовокзал (г. Минск) и Galleria Minsk на проспекте Победителей (г. Минск).

Требуемое напряжение в бетоне создается за счет передачи усилия натяжения арматурных элементов. Простыми словами арматурный элемент железобетонной конструкции растягивают почти до разрыва, после чего он стремится вернуться в первоначальное состояние, т.е. сжаться, тем самым создавая усилие обжатия бетона в растянутой зоне. В связи с этим различают два вида предварительного напряжения по способу натяжения арматуры:

1. на упоры
2. на бетон

Способ натяжения арматуры на упоры производится на стендах в заводских условиях. Арматурные элементы растягивают, затем в форму заливают бетон и после набора им требуемой прочности арматуру «отпускают». Создается эффект обжатия бетона.

В свою очередь способ натяжения арматуры на бетон делится на два способа:

1. со сцеплением
2. без сцепления

В первом случае в тело конструкции на стадии опалубочных работ и армирования укладываются каналообразователи из тонколистовой стали. После бетонирования в образовавшиеся полости вводятся арматурные элементы из высокопрочной стали (канаты). Затем производят механическое натяжение при помощи гидравлического домкрата и инъецирование полости бетоном под давлением. После твердения происходит сцепление арматурного элемента с бетоном. В случае применения систем без сцепления в тело конструкции на стадии производства опалубочных работ и армирования укладываются специальные канаты заводского изготовления в пластиковой трубке.

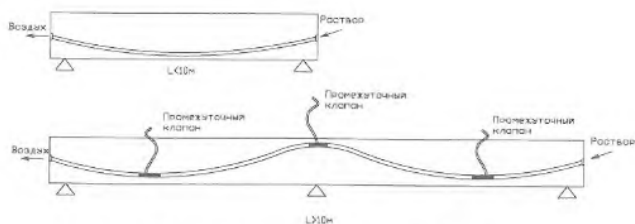


Рис. 5. Схема инъецирования каналообразователей

Все пространство между трубкой и канатом заполнено антикоррозионным составом, который также способствует уменьшению сил трения при натяжении каната. Затем, как и в случае со сцеплением, происходит бетонирование, набор требуемой прочности и механическое натяжение канатов. Передача усилий натяжения осуществляется при помощи анкерных устройств, состоящих из анкерной плиты и зажима. Анкерная плита может быть как прямоугольной так и круглой формы. Также существует мультианкер для фиксации сразу 4-х канатов.

Зажим состоит из трех цанговых элементов с внутренней резьбой. После натяжения зажим расклинивается в анкерной плите.

Работа по предварительному напряжению железобетонных монолитных конструкций в построечных условиях сводится к нарезке канатов требуемой длины, устройству анкеров, раскладке канатов в проектное положение и натяжению, т.е. не сложнее обычного армирования, и не требует высоко квалифицированного персонала.

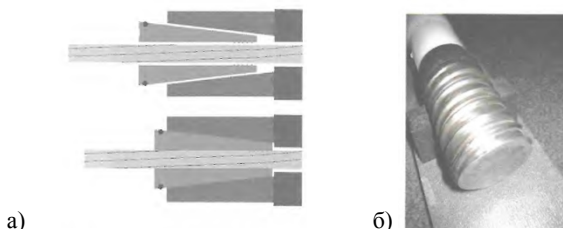


Рис. 6. а) Принцип анкеровки каната при помощи цангового захвата. Вверху-положение цанги до «отпуска» каната, внизу-положение цанги после «отпуска» каната. б) Каналообразователь из гофрированной стали с нагрязаемой арматурой

В общем случае расчет усилий и деформаций конструкций от предварительного напряжения основывается на следующих принципах: обжатие бетона, разгружающие усилия, разгружающие моменты.

В дипломном проекте было так же принято решение о использовании предварительного напряжения со сцеплением на бетон.

В качестве каналообразователей применяются металлические гофрированные трубы. Эти элементы устанавливаем по пораболе. В каналообразователи заводятся семипроволочные кантаты диамет-

ром 15,3 мм. Помимо канатов использовалась ненапрягаемая арматура диаметром 22мм.

Преимуществам использования преднапряжения плиты перекрытия это ее хорошая сопротивляемость аварийным воздействиям. Такие системы применяются в Европе и Америке уже более 50 лет.

Таблица 2 – Сводные таблицы материалов на ячейку 9х9м

№ п\п	Материал	Ед. изм	Без преднапряжения	С преднапряжением
1	Бетон В35	м ³	28,26	21,06
2	Арматура А500С	кг	4050	1782
3	Опалубка	м ²	101,88	81
4	Напрягаемая арматура	кг	0	298
5	Анкерные устройства	шт	0	17,8

ЛИТЕРАТУРА

1. Портаев Д.В. Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий. Научное издание. -М.:Издательство АСВ, 2011. -248 с.
2. Р.А. Сагадеев. Современные методы возведения монолитных и сборно-монолитных перекрытий// Учебное пособие. – 2008 г. – С.136.
3. Пецольд Т.М. Железобетонные конструкции/Т.М. Пецольд, В.В. Тур.-Брест: БГТУ, 2003. -380с.
4. Типовая технологическая карта на устройство сборно-монолитных перекрытий «ДАХ» серии Б1.146.1-1.02.

**Эффективность и надежность – главные особенности
каркасных зданий АРКОС**

Тихоничев А.А.

Научный руководитель – Даниленко И.В.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В настоящее время жилье представляет собой весьма дорогостоящий товар, непосредственная оплата за который потребителем вызывает не только резкое ужесточение требований к нему по качеству, но также по стоимости возведения и эксплуатации. Известно, что из общих прямых затрат на возведение здания до 60% и выше составляет стоимость строительных материалов, 14...30% приходится на заработную плату. Снижение материалоемкости многоэтажных зданий и обеспечение современных потребительских качеств (свободная планировка помещений, комфорт, эффективная тепловая защита и др.) достигается применением в них железобетонных каркасов с плоскими перекрытиями и ограждающими конструкциями в виде поэтажно опертых перегородок и наружных стен.

Ниже представлена конструктивная система многоэтажных жилых и общественных зданий АРКОС, имеющая существенные отличия от других применяемых каркасных систем зданий. Эти отличия приведены ниже при описании конструкций. Аббревиатура АРКОС означает «архитектурно-конструктивная открытая система». Разработка этой системы зданий была начата в 1992 году в институте БЕЛНИИС (г. Минск, РБ) в рамках серии Б1.020.1-7, а с 2007 года продолжена в ООО «БЭСтинжиниринг» (г. Минск). Здания системы АРКОС (серии Б1.020.1-7) построены и/или строятся в гг. Москве, С.Петербурге, Минске, Орле, Омске, Волгограде, Киеве, Перми, Белгороде, Гомеле, Бресте и др., а так же в др. различных регионах России, Украины и Белоруссии. Они успешно эксплуатируются уже на протяжении свыше 15 лет без каких-либо претензий со стороны потребителя. Представленные конструктивно-технологические решения зданий АРКОС являются новыми. Они

защищены евразийскими патентами №№ 010209, 010210, 010212, 010213, 010214 с приоритетом от 23.05.2007 года и др.

Конструкции зданий системы АРКОС разработаны на основе собственных технических решений и исследований, с учетом анализа научно-технического опыта разработок дальнего зарубежья, а также результатов обширных исследований, проведенных в НИИЖБ, ЦНИИСК, МИСИ-МГСУ, ЦНИЭП жилища и др.

Рассматриваемая система зданий включает сборно-монолитный каркас с плоскими дисками перекрытий, поэтажно опертые перегородки и наружные стены.

Диски перекрытий в каркасе (рис.1) образованы сборными многопустотными плитами, монолитными несущими и связевыми ригелями, выполненными сквозными на всю длину и ширину здания.

Сборные многопустотные плиты, как правило, с высотой сечения 220мм размещены в ячейках перекрытий группами и каждая плита опирается по торцам на несущие ригели посредством бетонных шпонок. Шпонки выполнены заодно с этими ригелями на их боковых гранях и размещены в открытых полостях плит на глубину 100 ± 10 мм. В дисках перекрытий могут быть применены многопустотные плиты и с большей высотой сечения (260, 300мм). В зависимости от местных условий строительства в перекрытиях могут быть использованы как типовые плиты, но с открытыми по торцам пустотами, так и плиты безопалубочного формования. Вдоль наружной боковой стороны крайних плит расположены имеющие с ними зацепление связевые ригели. Несущие и связевые ригели, объединенные между собой в плоскости перекрытия в единую многопролетную перекрестную раму, заземлены в колоннах.

Сетка колонн может иметь нерегулярную структуру в плане с пролетами различной длины при плоских перекрытиях до 7,2м включительно. Также в зависимости от наличия производственной базы подрядной организации, в каркасе могут быть применены монолитные или сборные колонны. Вертикальные диафрагмы жесткости могут быть выполнены сборными, монолитными или сборно-монолитными. Особенность их конструкции заключается в том, что в них полностью исключены сварные соединения с колоннами. Это позволило по сравнению с типовыми диафрагмами связевых каркасов на 30...35% уменьшить их металлоемкость и полностью исключить энергозатраты на выполнение сварочных работ.

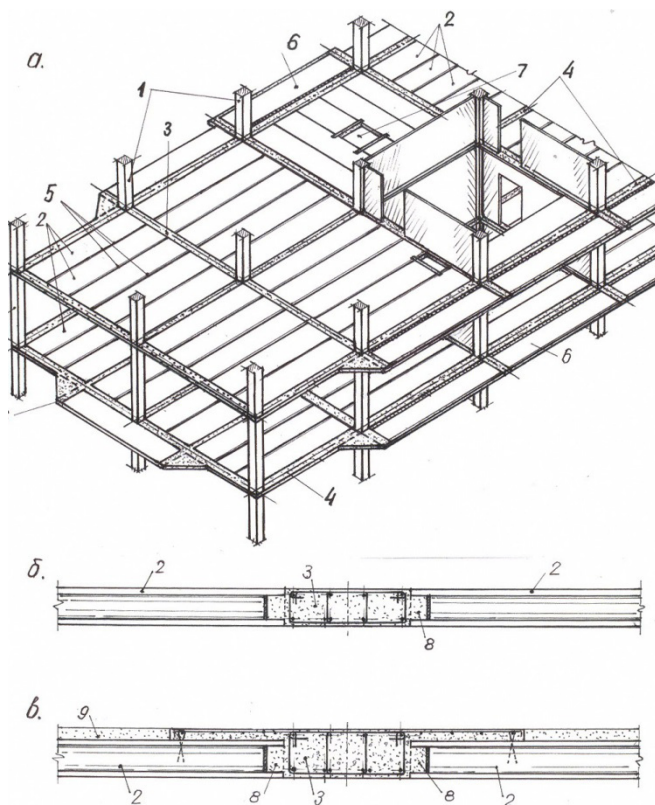


Рис. 1. Конструкция сборно-монолитного каркаса зданий системы АРКОС:
 а – общий вид каркаса; б, в – разрезы перекрытия при применении типовых пустотных плит и плит безопалубочного формования. 1 – железобетонные колонны; 2 – многопустотные плиты; 3 – несущие ригели; 4 – связевые ригели; 5, 6 – консоли для устройства эркеров и балконов; 7 – монолитные участки перекрытий; 8 – вертикальные диафрагмы жесткости, 9 – стяжка пола.

Особенностью каркаса также является то, что при действии вертикальной нагрузки при изгибе многопустотных плит в стесненных условиях, в плоскости каждого перекрытия в каждой ячейке по обеим осям возникают реактивные распорные усилия. В частности, вследствие взаимного поворота плит при изгибе в ячейках перекрытия возникает поперечный распор, который существенно уменьшает усилия в несущих ригелях. Учет этих особенностей позволяет на

25...30% сократить расход арматуры в перекрытиях, увеличить размеры сетки колонн.

Здания с каркасом АРКОС обеспечивают примерно такие же потребительские качества как и здания с железобетонным монолитным каркасом. Вместе с тем сопоставляя их можно отметить, что для рассматриваемого диапазона шага колонн приведенная толщина перекрытия зданий АРКОС составляет около 15 см, а для каркаса из монолитного железобетона 20...26см. Это означает не только сокращение расхода бетона в перекрытиях примерно в 1,5 раза, но и снижение постоянной нагрузки на конструкции здания, дополнительное сокращение их материалоемкости. Реальная достигнутая величина расхода арматуры в перекрытиях на 1м² общей площади составила 11,8 кг. Сопоставление стоимости рассматриваемых перекрытий, выполненное в 2008 году в ОАО «Орелстройинвест», показало, что для зданий примерно одной архитектуры, объема и высотности стоимость возведения одной ячейки обычного монолитного перекрытия размером 7,2х7,2м составляет 188857 руб.(RUR), стоимость такой же ячейки сборно-монолитного перекрытия составляет 96981 руб. В сентябре 2007 г. в г.Пушкин (Ленинградская обл.) введен поселок из 18-ти 5-ти этажных жилых домов для семей военнослужащих. Эти здания были реализованы заказчиком для Минобороны России по цене 643 долл. США за 1 м².

Завершившееся 2013г. строительство трех 14 этажных жилых домов по ул.Солтыса в г.Минске показало (по данным подрядчика – ООО «Стройтехоснова»), что сокращение трудозатрат на выполнение работ по сравнению с монолитным каркасом составило 50%, а темп возведения вырос на 25%. Такие же результаты были достигнуты в 2012г. при строительстве 9 этажного здания в г.Киеве.

Все достигнутые показатели обеспечены применением наиболее совершенных конструктивно-технологических решений, которые обоснованы результатами экспериментальных исследований (см., например [1]), продолжающимися и в настоящее время, натурными испытаниями усовершенствованных конструкций до их разрушения (рис. 2), огневыми испытаниями (рис.3), а также результатами опытного строительства. Многократные испытания до разрушения натуральных фрагментов каркасов, проведенные в соответствии с методикой ГОСТ 8829-94, показали что, конструкции перекрытий удовлетворяют требованиям этого стандарта и действующих нор-

мативных документов по прочности, жесткости и трещиностойкости. Огневые испытания, выполненные НИИ Пожарной безопасности и ЧС (г. Минск) с участием разработчиков, показали, что предел огнестойкости перекрытий и, соответственно каркасов АРКОС составляет REI 90. Огнестойкость перекрытий при необходимости может быть повышена без переработки их конструкций.



Рис. 2. Общий вид испытаний фрагмента каркаса при максимальной нагрузке (г. Гатчина)



Рис. 3. Общий вид огневых испытаний фрагмента каркаса на стандартную пожарную нагрузку.

Для пролетов длиной свыше 7,2 м, требуемых для общественных зданий, включая и гаражи-паркинги, сечения несущих ригелей при плитах высотой 220 мм могут быть развиты по высоте сечения и выпущены из перекрытия книзу. Их выполняют монолитными, либо сборно-монолитными с расположенным понизу сборным элементом (Рис. 4).

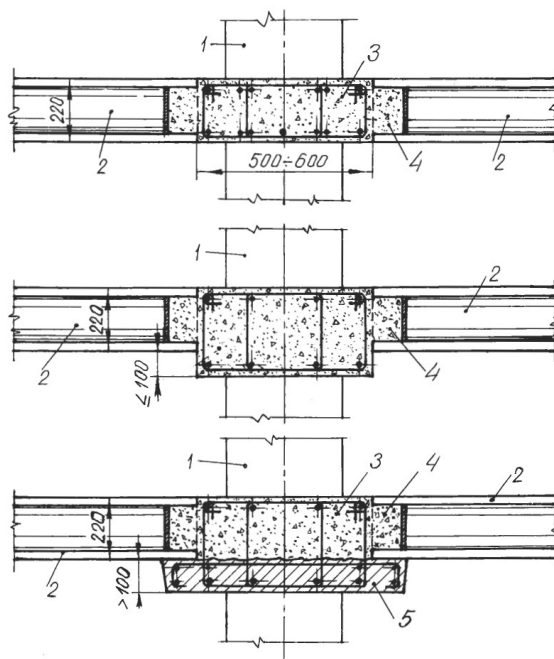


Рис. 4. Конструкция несущих ригелей. а – монолитный ригель с высотой сечения на толщину пустотных плит (плоские перекрытия), б и в – соответственно, монолитный и сборно-монолитный ригели, выступающие книзу; 1 – колонна, 2 – многоспустотная плита, 3 – монолитный несущий ригель, 4 – бетонные шпонки, 5 – сборный элемент несущего ригеля. Размеры в мм

Из условия производства работ при необходимости увеличить высоту сечения книзу на их величину до 100мм можно применять ригель целиком из монолитного железобетона. При большей высоте сечения ригеля его устраивают сборно-монолитным с нижним сборным элементом, используемым в качестве несъемной опалубки. Величина перекрываемых пролетов в случае ригелей с увеличенной высотой сечения может достигать 15 м.

Сборные железобетонные колонны по сравнению с монолитными обладают существенными преимуществами. Важнейшими из них является гарантированная прочность бетона и исключение нагружения бетона в раннем возрасте. В результате создается возможность существенно нарастить темп возведения здания. Вместе с тем, сборные колонны требуется стыковать. До настоящего времени наиболее широкое применение имеют сварные стыки. Выпуски продольной арматуры, размещенные в таких стыках в подрезках, предусмотрено соединять встык полуавтоматической ванной сваркой в медных или графитовых формах с заплавлением зазоров между стыкуемыми стержнями.

Этот стык имеет невысокую металлоемкость и технология его отработана на практике. Однако для его устройства требуется достаточно сложное технологическое оборудование и обученный персонал. Главным недостатком стыка является возникновение значительных по величине паразитических напряжений сжатия в бетоне и растяжения в арматуре из-за разогрева стержней при сварке [2]. В результате частично или полностью погашается прочность сечений колонны в стыке. Вследствие неравномерных сварочных напряжений в стержнях положение установленных колонн также может существенно отличаться от проектного, вызывая появление дополнительных не учитываемых расчетом усилий в элементах каркаса. По сравнению со сварными стыками, предложенные в НИИЖБ контактные стыки с плоскими торцами колонн являются более эффективными по энерго- и трудозатратам, в них полностью исключены сварные напряжения. Однако при практическом их применении прочность стыков может заметно снижаться из-за высоких контактных напряжений, возникающих вследствие перекосов торцов стыкуемых колонн, образующихся при их изготовлении [2].

После анализа всех основных типов известных стыков колонн, включающих и опыт дальнего зарубежья (PIEKKO, HALFEN и др.), в качестве основного нами была принята конструкция контактных стыков колонн с плоскими торцами, объединяемых между собой винтовыми соединениями. Общий вид винтового стыка в сборе в условиях стройплощадки представлен на рис. 5.

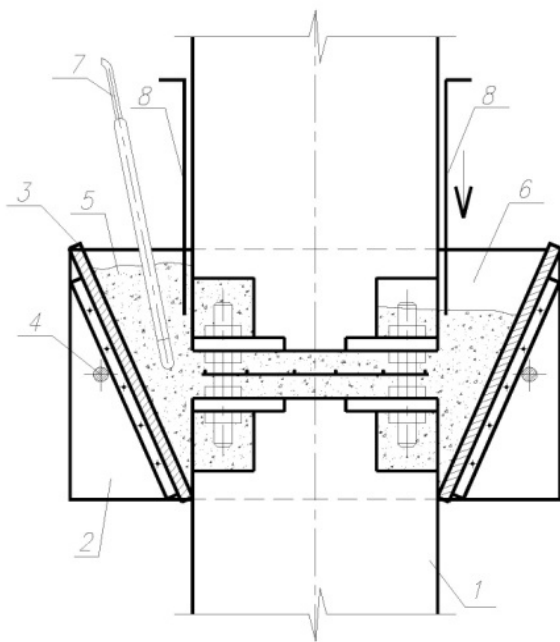


Рис. 5. Винтовой стык сборных колонн (а), общий вид стыка в сборе, б – опалубка и технология бетонирования, в – устройство стыка при отрицательной температуре воздуха. 1 – колонна, 2 – боковые щиты опалубки, 3 – опалубочные вставки, 4 – опалубочные стяжные болты, 5 – приемный бункер с подаваемой бетонной смесью, 6 – выходной бункер, 7 – вибратор, 8 – шибберные заслонки-отсекки

Элементы колонн в стыке объединяют металлическими шпильками, прикрепляемыми в угловых нишах к торцовым закладным деталям. При этом при монтаже верхнюю колонну сначала выстав-

ляют в требуемое проектное положение посредством юстировочных гаек, размещенных снизу в межторцовом зазоре на шпильках, а затем фиксируют гайками, наворачиваемыми на шпильки в ее угловых нишах. В межторцовом зазоре толщиной 100 ± 5 мм размещена сварная сетка и его заполняют бетоном не выше класса В30, (С25/30). Технология устройства стыка проста и ясна из рисунка. После фиксации положения верхней колонны шпильками, по двум сторонам стыка размещают опалубочные щиты и прижимают к боковым поверхностям колонны опалубочными стяжными болтами. На наклонные направляющие, прикрепленные к опалубочным щитам, устанавливают с каждой стороны по опалубочной вставке, в результате чего образуются приемный и выходной бункеры. Подачу бетонной смеси производят с вибрацией в приемный бункер, а контроль заполнения стыка производят по заполнению выходного бункера. Сразу же после заполнения стыкового зазора и угловых ниш бетонной смесью вдоль боковых граней колонн под воздействием вибрации погружают заслонки, выполненные из стального листа толщиной 2...3 мм. Бетонирование стыков колонн, расположенных в пределах секции дома на одной отметке, производят из одной партии бетонной смеси с отбором контрольных образцов примененного бетона. Стык апробирован в производстве при положительных и отрицательных температурах. При отрицательных температурах производят предварительный прогрев концевых участков стыкуемых колонн, (см.рис. 5в).

Винтовой стык сборных колонн в представленном виде обладает высокой несущей способностью, что подтверждено испытанием до разрушения натуральных фрагментов колонн с этими стыками. Его прочность превышает прочность сечений ствола колонны. Стык обеспечивает высокую точность установки колонн, не достижимую при применении других видов стыков. Существенно возрастает темп возведения здания с винтовыми стыками при снижении затрат на 35...40% по сравнению со сварными. Каркасы АРКОС с винтовыми стыками колонн реализованы для зданий до 18 этажей включительно в гг. Н.Новгород, Набережные Челны, Волгоград и др., начато широкое применение их при новом проектировании.

Технология возведения каркаса включает монтаж колонн с устройством стыков, а также поочередное возведение перекрытий с

размещением многопустотных плит на поддерживающих устройствах, снабженных опалубкой для монолитных ригелей (рис. 6).



Рис. 6. Общий вид поддерживающих устройств с опалубкой ригелей до укладки плит

Особенностями технологии является практически полное исключение сварочных работ на стройплощадке, применение композиций бетонных смесей с интенсивным набором прочности. Требуемая прочность монолитного бетона соответствует классу В25, (С20/25). Темп набора прочности бетона должен быть таким, чтобы при положительных температурах воздуха к концу вторых суток, при отрицательных температурах через 5-6 суток после его укладки, можно было начать демонтаж поддерживающих устройств под перекрытием с перестановкой их на это перекрытие.

Ограждающие конструкции зданий выполняют поэтажно опертыми с применением тех материалов и изделий, которые имеются в регионе строительства. Так наружные стены, опертые на кромки перекрытий, можно выполнять в виде кладки из штучных камней, изготовленных из легких поризованных материалов (ячеистый бетон автоклавного или неавтоклавного твердения и др.). Стены в этом случае могут со-

держат легкую наружную штукатурку с покраской. Удельная масса такой стены по фасадной поверхности составляет 200...250 кг/м². С применением штучной кладки возможно выполнение и многослойных наружных стен, содержащих слой эффективного утеплителя. В этом случае масса стены возрастает на 20...40%. Поэтажно опертые перегородки можно выполнять на основе тех же материалов, что применяют и для наружных стен. Для трансформируемых перегородок применяют листовые обшивные конструкции.

Для индустриализации и повышения темпов строительства каркасных зданий наружные стены целесообразно выполнять из однослойных или трехслойных панелей. Они могут быть поэтажно оперты высотой на этаж. Их крепят к нижнему и верхнему перекрытиям в крайних монолитных ригелях. Стеновые панели полосовой разрезки, в т.ч. на основе многопустотных плит, крепят на колоннах. Во всех случаях предусмотрено восприятие нагрузки наружными стенами только в пределах этажа. При этом они выключены из совместной работы с каркасом на восприятие общих нагрузок, приложенных к зданию. Восприятие этих нагрузок обеспечено только каркасом. В целом применение сборных панелей по сравнению с кладочными стенами обеспечивает сокращение трудозатрат в два и более раза. В сочетании с винтовыми стыками сборных колонн темп строительства может достигать до 5 этажей в месяц. Технология возведения зданий системы АРКОС также предполагает, что возведение каркаса выполняют одновременно с возведением наружных стен. При этом крайние ригели на контуре диска перекрытия целесообразно выполнять над верхом готовой стены. Общий вид многоэтажного здания в стадии строительства представлен на рис.7.



Рис. 7. Многоэтажный жилой дом в стадии строительства. Примеры.
 а) общий вид здания, б) интерьер, гладкие потолки позволяют устанавливать перегородки практически в любом месте перекрытия

Достаточно точный учет усилий, действующих под нагрузкой в каркасе, и совершенные конструктивно-технологические решения позволяют каркасным зданиям АРКОС достичь существенных преимуществ по сравнению с другими известными конструкциями. Ниже в таблице представлены в сопоставлении основные технико-экономические показатели жилых зданий высотой 9 этажей разных конструктивных решений, известные из публикаций и приведенные на м² общей площади здания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мордич А.И., Белевич В.Н., Симбиркин В.Н., Навой Д.И. Опыт практического применения и основные результаты натуральных испытаний сборно-монолитного каркаса БелНИИС (АРКОС). Бюллетень строительной техники. М.: 2004, №8, с.6 ...11.
2. Дыховичный Ю.А., Максименко В.А. Сборный железобетонный унифицированный каркас: Опыт московского строительства. М.: Стройиздат, 1985, 296 с. ил.

**Определение причин обрушения козырька строящегося здания
объекта торговли строительными материалами
по ул. Гоголя, 170-А в г. Бобруйске**

Шарикало П.Г., Ермакович В.А.
Научный руководитель – Хотько А.А.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Здание объекта торговли строительными материалами по ул. Гоголя 170А в г Бобруйске находилось на завершительном этапе строительства, когда произошло обрушение козырька. Козырек запроектирован и возведен в металлических конструкциях. Расположен над главным входом здания в осях 5-11А, размеры козырька в плане 36 /3,6м. Отметка низа конструкций козырька +3,100м Потолочная поверхность и торцы облицованы металлическими панелями. Удаление атмосферных осадков предусматривалось по внутреннему неотапливаемому водостоку [1, 2].

Несущими конструкциями козырька являются: консольные решетчатые балки (балки-фермы) из двутавра 35Б1 и гнuto сварные профиля 100×4мм. Балки козырька при помощи сварки крепятся к закладным деталям железобетонных колонн.

Обследование выявило ряд дефектов сварных соединений элементов (стальных пластин и арматурных стержней) закладных деталей колонн:

- отсутствие части сварного шва (сварные швы незамкнутые, данный дефект является одним из факторов возникновения эксцентриситета приложения нагрузки к сварному шву, что привело к неравномерному распределению внутренних усилий и образование зон концентрации напряжений);

- несоответствие высоты катета швов нормативным требованиям (высота колеблется в пределах 30% по его длине , что не соответствует требованиям норм)

- несплавление или отсутствие соединения между металлом сварного шва и металлом анкерных стержней [2].

Таким образом, выполнение закладных деталей колонн для крепления конструкций козырьков осуществлено с нарушением

требований нормативов по выполнению сварных работ, что проявилось в наличии недопустимых дефектов в сварных соединениях.

Так же не маловажную роль оказало смещение закладных деталей. Расстояние между закладными деталями на колонне выполнено не по проекту (меньше проектного на ≈ 100 мм), что привело к уменьшению момента пары сил, и соответственно к увеличению усилий в анкерных стержнях и последующему их обрыву.

В результате проверочных расчетов установлено, что несущая способность анкерных стержней закладных деталей колонн не достаточна при проектируемых нагрузках, то есть анкерные стержни закладных деталей запроектированы не верно, из стержней гораздо меньшего диаметра. Натурное исполнение сварных швов в несколько раз снизило проектную несущую способность указанных сварных соединений

На основании выполненного анализа выявленных дефектов и несоответствий нормативным требованиям можно сделать вывод, что причинами аварий в основном всегда становятся совокупность нескольких дефектов и отступлений от проекта. Так, в данном случае, причиной аварии стала сумма ошибок:

а) строительной организации, которая не качественно выполнила работы по выполнению сварных швов, смонтировали закладные детали колонн с отступлением от проекта в части расстояния между этими деталями, к которым приваривались элементы козырьков;

б) проектировщиков, которые при проектировании основных несущих конструкций козырька не учли усилия в анкерных стержнях закладных деталей колонны, к которым приваривались элементы данного козырька.

ЛИТЕРАТУРА

1. Проектные материалы «Объект торговли строительными материалами по ул. Гоголя, 170а в г. Бобруйске », разработанные ООО «АРХИВИТА» в 2013г.
2. Заключение по результатам обследования строительных конструкций козырька объекта торговли строительными материалами по ул. Гоголя, 170а в г. Бобруйске с определением причин обрушения, выполненного ООО «Стройнаука», г.Минск, 2015г.

Воздействие высоких температур на прочность железобетонных конструкций

Янский А.А., Перегуд И.Д.

Научный руководитель – Хотько А.А.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Железобетонное изделие - комплексный материал, совмещающий в себе два основных взаимодействующих элемента: стальную строительную арматуру и цементный бетон. Благодаря совместной работе, эти два "ингредиента" создают незаменимый пока ничем строительный материал, обладающий высокой прочностью на сжатие и на аналогичной устойчивостью на растяжение одновременно.

Под воздействием температуры в железобетоне возникают внутренние взаимно уравновешенные напряжения, вызванные некоторым различием в значениях коэффициента линейной температурной деформации цементного камня, зерен заполнителей и стальной арматуры. При воздействии на конструкцию температуры до 50°C внутренние напряжения невелики и практически не приводят к снижению прочности бетона. В условиях систематического воздействия технологических температур : порядка 60-200°C необходимо учитывать некоторое снижение механической прочности бетона (примерно на 30%). При длительном нагреве до 500-600°C и последующем охлаждении бетон разрушается.

Основными причинами разрушения бетона при воздействии высоких технологических температур являются значительные внутренние растягивающие напряжения, возникающие вследствие разности температурных деформаций цементного камня и зерен заполнителей, а также вследствие увеличения в объеме свободной извести, которая выделяется при дегидратации минералов цемента и гасится влагой воздуха. Прочность бетона после его нагрева до температур ниже 60°C принимается равной ее значению до пожара. После нагрева до температур выше 500°C значения прочности бетона принимаются равными нулю. Промежуточные значения снижения прочности бетона устанавливаются линейной интерполяцией по специально установленным номограммам. Начиная с тем-

пературы 300 °С в бетоне возникают поверхностные трещины, цвет бетона приобретает розовато-красный оттенок. Начиная с температуры 500 °С в бетоне возникают глубокие трещины, а с температуры 572 °С происходит выкол заполнителей, содержащих кварц. При достижении температур 700 – 800 °С происходят отколы бетона, обнажающие в некоторых случаях арматуру, и цвет бетона принимает оттенки от серовато-черного до темно желтого. При температурах выше 900°С диссоциированный известняковый заполнитель и цементный дегидратированный камень крошатся и разрушаются, происходит отслоение крупного заполнителя от растворной части.

При влиянии на металл значительных температур, падают пределы упругости, текучести, прочности и твердость, а сопротивление удару, удлинение и уменьшение поперечного сечения при разрыве растут. При повышении температуры происходит проявление способности металла к очень медленному, но непрерывному изменению размеров под действием слабых и постоянных по времени напряжений. При постепенном удлинении металла появляются микропустоты и трещины с концентрацией напряжений вокруг них и, в конечном счете, происходит разрыв. Ползучесть стали является практически одним из наиболее важных проявлений влияния высоких температур на сталь при длительной внешней нагрузке. Под действием постоянной по величине нагрузки нагретый металл начинает непрерывно деформироваться, причем величина напряжения, вызвавшего пластическую деформацию, может быть значительно ниже предела текучести, определенного при этой температуре. Практически считают, что, начиная с 400°С, расчеты следует проводить, принимая во внимание ползучесть. Так же в статически неопределимых железобетонных конструкциях под воздействием сезонных изменений температур возникают дополнительные усилия, которые при большой протяженности конструкции становятся весьма значительными.

Инструментальные средства неразрушающего контроля, используемые при техническом обследовании, дают возможность получить полные данные о фактическом состоянии несущих и ограждающих конструкций с учетом изменения их во времени. В процессе диагностики и освидетельствования строительных конструкций зданий, для определения физико-механических свойств материалов, геометрических характеристик, прогибов и перемещений, дефекто-

скопии и т.п. применяют самые разнообразные приборы и оборудование. Для получения требуемой достоверности испытаний используются вероятностно-статистические методы, учитывающие случайный характер распределения свойств материала.

Для конструкций, испытывающих длительное воздействие высоких технологических температур, применяют специальный жаростойкий бетон. Прочность сцепления арматуры периодического профиля с бетоном снижается при температуре до 500°C на 30%. Однако прочность сцепления гладкой арматуры с бетоном начинает резко снижаться уже при 250°C. Чтобы уменьшить дополнительные усилия от изменения температуры, здания большой протяженности делят на отдельные блоки температурными швами, которые обычно совмещают с усадочными швами.

В большинстве случаев для защиты железобетона используется штукатурка, именно она позволяет противостоять распространению огня длительное время. Часто используются и облицовочные листы, плиты или экраны. Таким образом, конструкция не деформируется, не истончается и не теряет форму в течение 240 минут. Наравне с достоинствами у перечисленных средств немало и недостатков. Основными являются дополнительные нагрузки. При вывешивании плит и панелей, при нанесении штукатурки конструкция утяжеляется, следовательно, появляется необходимость в её усилении.

Чтобы исключить ряд минусов, в строительстве используются вспучивающиеся краски. Они стоят недорого, наносятся довольно быстро, при этом защищают конструкцию в течение 150 минут. При выборе средств следует ориентироваться на расположение конструкций – находятся ли они снаружи здания или внутри, могут ли воздействовать на поверхность агрессивные среды, и каково, вообще, функциональное назначение сооружения.

Сравнение принципов и подходов к проектированию железобетонных конструкций в Беларуси и КНР.

Ярохович А. Н.

Научный руководитель - Козловский Е. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В настоящее время между РБ и КНР идет бурное сотрудничество. Результатом этого сотрудничества являются большое количество объектов, построенных совместными усилиями Беларуси и КНР на территории Беларуси. Большинство из этих объектов, такие как: цементные заводы, фабрика по производству автомобилей «Джили», логистический парк «Великий камень» и т.д., были построены, или в настоящее время строятся, по китайским проектам. Эти проекты были разработаны в соответствии с китайскими нормативными документами. Учитывая, что нормы КНР и Беларуси отличаются, все эти проекты проходили адаптацию в Республике Беларусь.

В этой работе мы бы хотели показать основные особенности и ключевые различия в подходах к проектированию конструкций в КНР и Беларуси.

Основные аспекты проектирования можно разделить на три группы:

- Организация проектирования
- Оформление чертежей и подача материала
- Конструктивные и расчетные особенности

Организация проектирования

На наш взгляд самые значительные отличия касаются организации проектирования. В проектных институтах КНР отсутствует разделение чертежей по маркам, т.е. отсутствуют разделение чертежей на КЖ, КМ, КЖ.И. Вся подача материалов ведется вместе, т.е. на одном листе могут присутствовать, как железобетонные, так и металлические конструкции, детализировочные чертежи закладных изделий. Большое отличие заключается в том, что на чертежах отсутствуют спецификация арматуры и ведомость расхода стали. Инженеры китайских проектных институтов занимаются только расче-

том конструкций и конструированием, подсчет объемов бетона и арматуры производится уже непосредственно производителями работ.

Оформление чертежей и подача материала

На чертежах, выполненных китайскими проектными институтами, вы увидите минимум информации: схемы расположения конструкций, их условные обозначения, характерные отметки и сечения и узлы в характерных местах.

Φ – арматура класса 300

Φ - арматура класса 335

Φ - арматура класса 400

Φ - арматура класса 500

KZ2
550X550
4Φ20
Φ8@100/200
基础顶面~8.300

Рис. 1. Условное обозначение колонны:

KZ2 – марка колонны

550x550 – поперечное сечение

4Φ20 – количество, класс и диаметр продольных арматурных стержней

Φ8@100/200 – класс, диаметр, шаг поперечной арматуры

基础顶面~8.300 – отметка верха колонны

JL16(5) 400x450
Φ8@200(4)
4Φ22; 4Φ22

Рис. 2. Условное обозначение балки:

JL16(5) – марка балки и количество пролетов

400x450 – поперечное сечение

Φ8@200(4) - класс, диаметр и шаг поперечной арматуры

4Φ22; 4Φ22 - диаметр, класс и количество нижней и верхней арматуры

На чертежах вы не увидите расстояний между арматурными стрежнями, величины нахлеста арматуры, мест нахлеста, узлов стыка балок с колоннами, балок между собой, фундамента и колонны и т.д. Вся эта информация представлена в сериях и в очень подробной форме. Там вы сможете найти практически любой узел и подробное описание его исполнения.

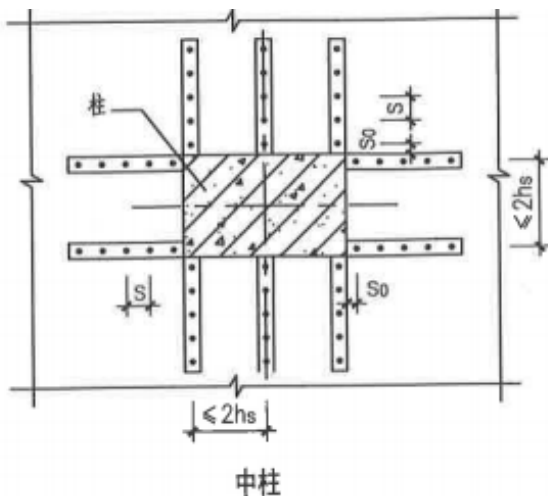


Рис. 3. Узел постановки арматуры в местах продавливания

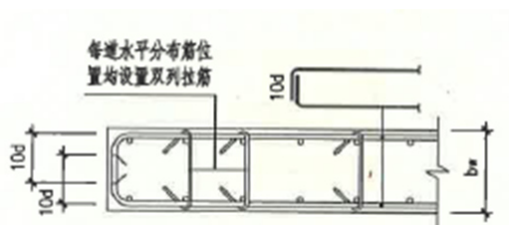


Рис. 4. Узел армирования края монолитной железобетонной плиты

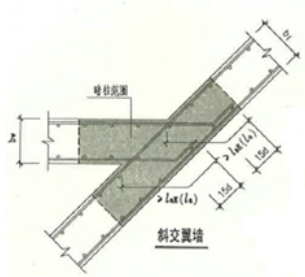


Рис. 5. Узел стыка монолитных железобетонных стен

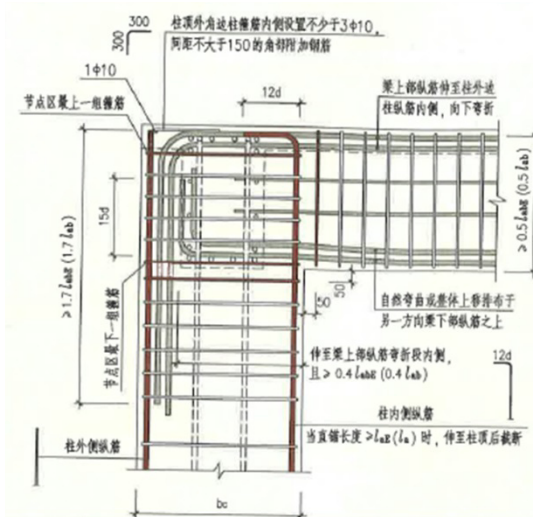


Рис. 6. Узел стыка монолитных железобетонных стены и плиты покрытия

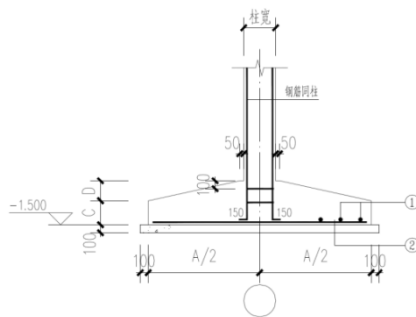
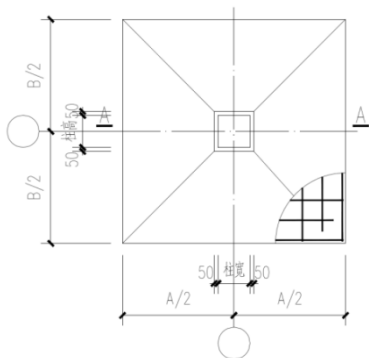
Конструктивные и расчетные особенности

Нормативные документы в КНР на проектирование железобетонных конструкций представлены на двух языках на китайском и английском.

Что касается конструктивных особенностей, то, безусловно, следует отметить огромное количество конструктивных требований связанных с сеймикой. Одно из самых значительных это постановление фундаментных балок по каждой оси внутри здания, и пропускание их сквозь колонны. Это сделано для того, чтобы в случае землетрясения придать дополнительную жесткость всей конструкции здания.

В качестве конструкций перекрытий, предпочтение отдается балочным монолитным перекрытиям, что также связано с сейсмикой.

Также повсеместно используются фундаменты трапециевидного вида, так как такая конструкция позволяет экономить бетон.



ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП ЕК 1990-2011 Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. / МАиС Республики Беларусь. - Минск, 2012.- 74 с.
2. ТКП EN 1992-1-1:2009 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. / МАиС Республики Беларусь. - Минск, 2010.- 207 с.

Научное издание

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

Материалы 72-й студенческой
научно-технической конференции
13 мая 2016 года

Подписано в печать 29.09.2016. Формат 60×84 1/16. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 6,04. Уч.-изд. л. 4,73. Тираж 75. Заказ 698.

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.