



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Белорусский национальный
технический университет

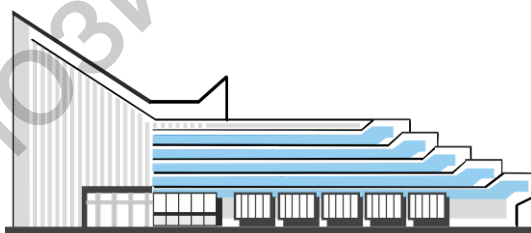


С т р о и т е л ь н ы й ф а к у л ь т е т

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 68-й студенческой
научно-технической конференции

15 мая 2012 года



Минск
БНТУ
2012

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 68-й студенческой
научно-технической конференции

15 мая 2012 года

Минск
БНТУ
2012

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. Н. Делендик** – ас. кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;
- С. М. Коледа** – ас. кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

Рецензенты :

- Т. М. Пецольд** – 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 68-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 978-985-525-968-9

© Белорусский национальный
технический университет, 2012

СОДЕРЖАНИЕ

Боголейко А.В., Смальцер П.В., Маркиянчик М.В.

Сборно-монолитная конструкция перекрытий системы «ДАХ».. 7

Бублис А.О.

Расчет монолитного железобетонного перекрытия многофункционального торгово-развлекательного центра..... 12

Буркевич С.В.

Варианты армирования стыка плоских железобетонных перекрытий и колонн при продавливании 19

Вакульчик О.Д.

Результаты обследования основных конструктивных элементов здания котельной 24

Владыко А.И.

Обеспечение пространственной жесткости и устойчивости зданий 29

Гайдук А.С., Камейша М.Д.

Особенности определения полезных нагрузок на перекрытия многоэтажных зданий по отечественным и зарубежным нормам проектирования..... 34

Гулевич П.М.

Монолитное каркасное жилое здание с применением вертикальных несущих элементов из сборного железобетона 41

Гусак Н. Ю.

Особенности применения стеклопластиковой арматуры при армировании стеклопластбетонных конструкций..... 45

Гутовец Р. В., Моджаро Е.Н.

Перспективы применения фибробетона в Республике Беларусь 50

Делендик С.Н.

Сравнение и анализ выполненных расчетов нормальных сечений элементов по упрощенной деформационной модели и методом предельных усилий..... 55

Донсков Ю.Е.

Возведение монолитных железобетонных пневмокуполов 57

Дубатовка А.И.

Сравнительный анализ ограждающих конструкций из штучных материалов и стеновых панелей на основе стекломagneзитовых листов..... 63

Завадский В.Ю.

Сравнительный расчет монолитной колонны по СНБ 5.03.02-01 и ТКП EN 1992-1-1-2009..... 67

Запрудский Е.В.

Применение сборных железобетонных колонн в каркасных зданиях из монолитного железобетона 73

Ильенков О. В.

Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов по белорусским и зарубежным нормам..... 75

Иолоб К.Е.

Оценка технического состояния строительных конструкций производственного корпуса КУП "Минский мясокомбинат" по ул.Солтыса, 187 в г.Минске в связи с реконструкцией 81

Ииутин А.А.

Использование объектно-ориентированного языка программирования VBA в профессиональной деятельности специалиста инженера-строителя 86

Ковалев С.В.

Совместная работа стеклопластиковой арматуры с бетоном 91

Конотоп Л.В.

Платформенные стыки в многоэтажных зданиях с использованием многпустотных плит безопалубочного формования 95

Кондрацкий К.А., Слепухов В.В.

Расчетные модели используемые в современных расчетах высотных зданий и факторы влияющие на точность получаемых результатов..... 101

Литвин С.И.

Сопоставление результатов расчёта монолитного железобетонного безбалочного перекрытия по двум расчётным моделям в ПК Лира 9.6 и методом предельного равновесия 106

Мадалинская Н.Г.

Обследование технического состояния несущих конструкций здания ФОК по ул. Красная в г. Минске 112

Мадалинская Н.Г.

Конструкция каркасного высотного здания гостиницы с применением предварительного напряжения 118

Малецкий Ю.А.

Особенности армирования опорных участков предварительно напряженных элементов 123

Назарова М.А.

Применение предварительного напряжения в построечных условиях 128

Опанасенко М.С.

Интеграция языка программирования VBA Excel в систему автоматизированного проектирования AutoCAD 134

Передков И.И.

Сравнительный анализ результатов армирования монолитной железобетонной плиты перекрытия плоскими арматурными сетками и стальными канатами с предварительным напряжением в построечных условиях 139

Радкевич П.В.

К вопросу о применении трубобетонных конструкций при строительстве зданий 144

Руденко В.В.

Сравнительный анализ расхода материалов при проектировании многоквартирного жилого дома с варьированием прочностных характеристик несущих конструкций 148

Самусевич Д.В.

Теплоизоляционная защита конструкций подземных сооружений как фактор системного обеспечения их работоспособности и долговечности..... 152

Смышляева С.А.

Перспективы применения сборного железобетона для строительства зданий различного назначения в Республике Беларусь..... 156

Таймасов А.Н.

Предварительно напряженный железобетон: состояние и перспективы применения..... 163

Хремли Е.А.

Анализ конструктивных решений многоквартирного жилого дома с учётом стойкости каркаса к прогрессирующему обрушению 169

Щербак Е.В.

Проектирование гостиницы «Виктория» с варьированием прочностных характеристик материалов несущих конструкций... 173

Янчук А.А.

Анализ результатов расчета предварительно напряженных конструкций по белорусским и Европейским нормам 177

Сборно-монолитная конструкция перекрытий системы «ДАХ»

Боголейко А.В., Смальцер П.В., Маркиянчик М.В.

(Научный руководитель – Босовец Ф.П.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

При ремонте или реконструкциях зданий старой постройки, являющихся историко-культурными ценностями или памятниками архитектуры, в которых стены сохранились в хорошем состоянии, а деревянные перекрытия исчерпали свой ресурс, замену их в этом случае целесообразно осуществлять, используя сборно-монолитные конструкции системы «ДАХ». Эта система перекрытий позволяет при ремонте обходиться средствами малой механизации, а также ремонтировать даже одно отдельное перекрытие в системе многоэтажного здания.

Основными конструктивными элементами системы «ДАХ» являются несущие железобетонные балки длиной от 5 м до 7 м и легкобетонные вкладыши-заполнители (рисунок 1, 2).

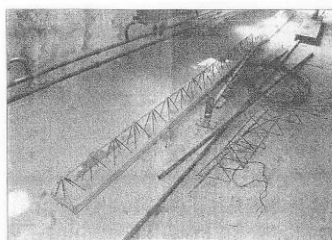
Сборная часть балки состоит из плитной части сечением $b \times h = 120 \times 40$ мм с выступающим наружу (вверх) объемным арматурным каркасом. Объемный арматурный каркас в сечении имеет форму равнобедренного треугольника, в вершинах углов которого расположена продольная арматура $\varnothing 8$ S400. Высота арматурного каркаса $h = 150$ мм. В качестве поперечной арматуры в каркасе принята проволока $\varnothing 5$ мм S500, расположенная с шагом $S = 120 \div 150$ мм. Керамзитобетонные пустотелые вкладыши имеют габаритные размеры $b \times h \times l = 360 \times 240 \times 250$ мм. Масса вкладышей 15 кг. Вкладыши в нижней части по краям имеют вырезы глубиной по 30 мм, которые предназначены для опирания на плитную часть сборных балок.

Балки имеют массу 50–70 кг и устанавливаются вручную с шагом 450 мм. Концы балок заводят в горизонтальные штрабы несущих стен на глубину 120 мм. В середине пролёта под балки подводится временная опора на период набора прочности бетоном. Пространство между балками заполняется керамзитобетонными пустотелыми вкладышами. После установки балок и вкладышей пространство между вкладышами бетонируется бетоном класса C16/20, а сверху по вкладышам бетонируется монолитная неразрезная пли-

та толщиной 40 мм с армированием арматурной сеткой из проволоки $\varnothing 4$ S500 с ячейкой 200×200 мм. В результате образуется сборно-монолитная балка таврового поперечного сечения с шириной полки $b'_t = 450$ мм и толщиной ребра $b_w = 100$ мм. Общая толщина сборно-монолитного перекрытия составляет 280 мм.

При достижении бетоном проектной прочности сборно-монолитное перекрытие способно воспринимать полезную нагрузку до 800 кг/м^2 .

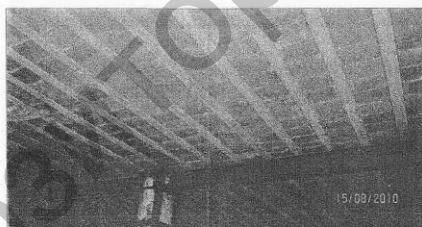
В зависимости от конструктивной схемы здания, несущие балки могут проектироваться как по разрезной, так и по неразрезной многопролётной схеме.



Сборно-монолитные балки ДАХ L=6 м



Пустотный керамзитобетонный блок ДАХ



Перекрытие системы ДАХ над подвалом

Рисунок 1. Общий вид балочных элементов, пустотных блоков и собранного сборно-монолитного перекрытия

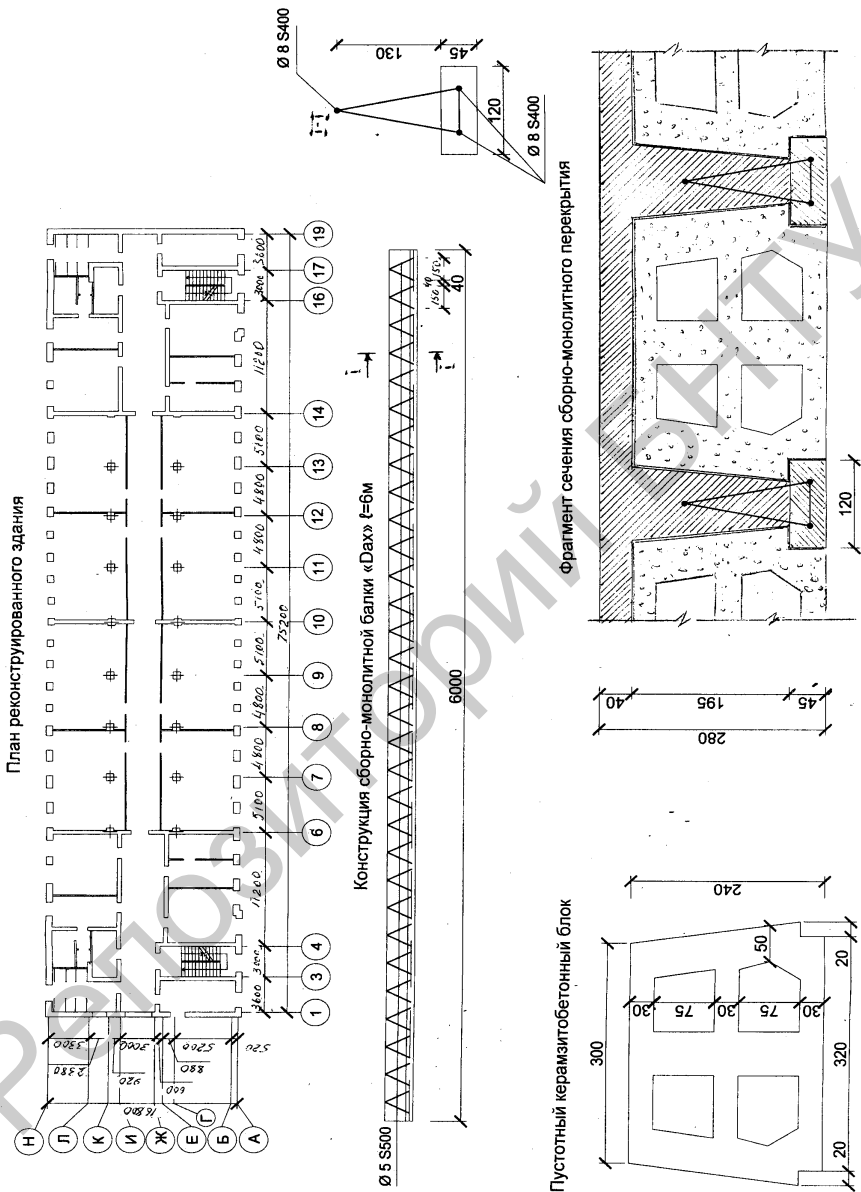


Рисунок 2. План реконструируемого здания и конструкция составляющих элементов сборно-монолитного перекрытия

Порядок производства работ при устройстве сборно-монолитного перекрытия

1. Устройство горизонтальных борозд в несущих стенах здания для опирания балок на глубину не менее 120 мм.

2. Установка вручную железобетонных балок «ДАХ» по маячным элементам на цементно-песчаном растворе М100 с установкой временных опор в пролёте.

3. Укладка «насухо» пустотных керамзитобетонных блоков.

4. Установка арматурных каркасов и сеток замоноличиваемую часть балки.

5. Укладка бетонной смеси с обязательным соблюдением правил прерывания бетонирования (устройства рабочих швов).

6. Уход за бетоном.

7. Демонтаж временных опор после набора бетоном прочности не менее 70% от проектного класса С16/20.

Вышерассмотренные сборно-монолитные конструкции системы «ДАХ» в 2011 г. были внедрены при реконструкции одной из казарм военной академии пограничных войск РБ. Казарма была построена в 30-х годах прошлого века, ранее капитально не ремонтировалась. Капитальному ремонту подверглась только в 2010 г. с заменой всех междуэтажных перекрытий.

Здание казармы трёхэтажное, трёхпролётное, прямоугольное в плане с размерами $B \times L = 16,8 \times 75,2$ м, запроектировано с чердаком и подвалом. Высота этажей принята 3,9 м. Архитектурный облик здания соответствует стилю сталинского классицизма, где чётко просматривается лаконичность в сочетании естественного и целесообразного. Внешняя монументальность соответствует надёжной и устойчивой конструктивной схеме. Стены возведены из полнотелого керамического кирпича: наружные толщиной 510 мм, внутренние – 380 мм. В планировочном решении на всех этажах предусмотрены жилые, служебные и бытовые помещения.

После набора проектной прочности бетоном монолитной части балок, сборно-монолитные перекрытия были подвергнуты испытанию на статическую и динамическую нагрузку от взвода курсантов (30 чел.) при различных построениях: движении строевым шагом, поверочных построений, прыжках с кровати при команде «подъём» с высоты 2,0 м, имитации команды «тревога». Кратковременная

нагрузка при испытании принималась 300 кг/м² (4 курсанта на 1 м²). Деформативность перекрытий фиксировалась прогибомерами СПАО. Анализы результатов испытания показали, что прочность и жёсткость сборно-монолитных перекрытий достаточна и соответствует действующим нормативным документам (СНБ и ТКП).

ЛИТЕРАТУРА.

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. - Госстрой СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. (с изм. №1 РБ).
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с.

**Расчет монолитного железобетонного перекрытия
многофункционального торгово-развлекательного центра**

Бублис А.О.

(Научные руководители – Смех И.В., Смех В.И.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

Из опыта проектирования следует, что большую долю из всех конструктивных элементов здания составляют перекрытия.

Первым этапом в проектировании монолитного железобетонного перекрытия является разработка компоновки конструктивной схемы перекрытия, которая зависит от внешних нагрузок, назначения здания и общих архитектурно-строительных решений. Этому этапу следует уделить немало времени, так как разработка конкурентно-способных вариантов перекрытия для заданных конкретных условий носит творческий характер, представляя собой задачу со многими неизвестными, не поддающимися строгому математическому учету. Задача усложняется еще и тем, что для заданных конкретных условий всегда приходится решать две задачи:

1) из большого количества возможных вариантов выбрать вид перекрытия, наиболее выгодный с экономической точки зрения;

2) определить для найденного вида перекрытия наиболее рациональную сетку колонн. При сравнении разновидностей одного или нескольких родственных видов перекрытий следует сравнить их основные показатели, а именно толщину перекрытия, расход стали и сложность технологического исполнения на строительной площадке, если перекрытие имеет сложную конфигурацию в плане.

Применение той или иной конструкции перекрытия должно быть обосновано технико-экономическим расчетом.

Существует ряд методов расчета междуэтажных перекрытий:

1) – наиболее распространенными в настоящее время являются методы компьютерного моделирования, основанные на классическом методе конечных элементов. Они реализованы в таких программных комплексах как «SCAD», «ЛИРА», «MicroFE» (Германия);

2) – традиционные методы – метод расчленения многоэтажного многопролетного каркаса здания на отдельные рамы, так как много-

этажная многопролетная железобетонная рама является системой статически неопределимой и для расчета необходимо предварительно принимать сечения колонн и, возможно, ригелей. При наличии регулярной структуры одинаковой нагрузки по ярусам многоэтажную раму можно расчленять на ряд одноэтажных рам;

3) – для расчета монолитных железобетонных перекрытий зданий можно применять метод предельного равновесия.

Расчет методом конечных элементов.

В ходе дипломного проектирования моделирование каркаса здания осуществлено с помощью программного комплекса «ЛИРА» версия 9.6, а подбор арматуры плиты перекрытия был выполнен в конструирующей системе «ЛИР-Арм».

Расчет выполнен как для отдельных загружений, так и с учетом расчетных сочетаний нагрузок (РСН) по [7] и расчетных сочетаний усилий (РСУ) в соответствии со СНиП 2.01.07-85 [4, 5].

В ходе расчета учтены следующие виды загружений:

– загрузка 1 – статическое загрузка – постоянная нагрузка (собственный вес конструкций и нагрузки от конструкций пола, а также стен, перегородок и иных ограждающих строительных конструкций);

– загрузка 2 – статическое загрузка – длительнодействующая нагрузка (полезная нагрузка);

– загрузка 3 – статическое загрузка – кратковременная нагрузка (снеговая нагрузка);

– загрузки 4, 5 – статические загрузки – кратковременная нагрузка (ветровая нагрузка);

Порядок решения задачи следующий:

задана схема с нагрузками (расчетными);

получаем расчетные значения усилий в упругой стадии, т.е. задача в линейной постановке (без учета пластических деформаций);

армирование (модуль Лир- Арм) в упругой стадии.

Расчетные сочетания усилий для плоских элементов (пластин) выбираются по критерию экстремальных напряжений с учетом направления главных площадок.

Расчетные сочетания усилий для стержневых элементов выбираются по критерию экстремальных нормальных и сдвиговых напряжений в периферийных зонах сечения.

В соответствии с положениями СНиП 2.01.07–85 фактические нагрузки от оборудования, складываемых материалов и изделий заменены эквивалентными равномерно распределенными.

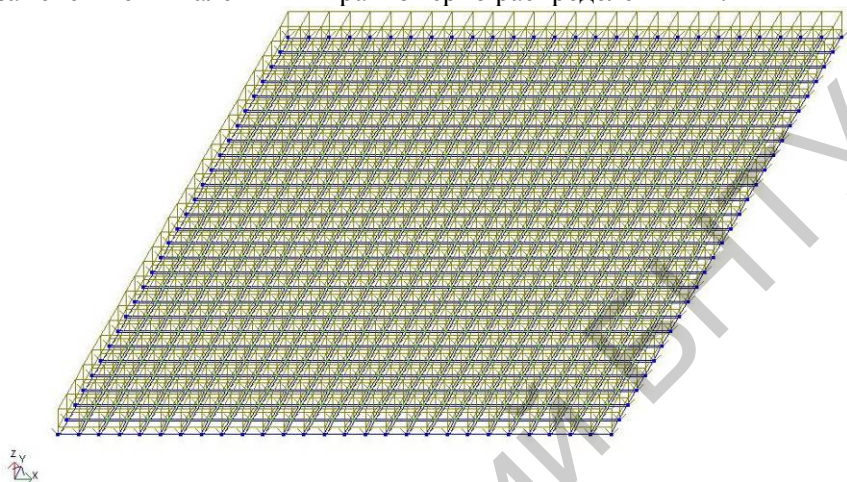


Рисунок 1 – Конечноэлементная модель плиты, опертой по контуру и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой

Результаты расчета приведены в таблице 1.

Расчет по предельным состояниям

Площадь поперечного сечения продольной рабочей арматуры определялась по усилиям, определенным в результате статического расчета каркаса здания.

При расчете конструкции перекрытия предполагалось, что оно работает под действием приложенных нагрузок в упругой стадии.

Определений напряжений в нормальных сечениях элементов является статически неопределимой задачей, поскольку для вычисления четырех искомых величин (площади арматуры и сжатого бетона, классы арматуры и бетона), используются уравнения статики (рисунок 2):

$\sum M = 0$ – сумма моментов относительно растянутой арматуры.

$\sum x = 0$ – сумма проекций всех сил на ось X.

Неопределимость задачи осложняется нелинейностью деформирования бетона и арматуры. Поэтому расчет нормальных сечений

элемента по прочности производится из предположения, что известны три из четырех неизвестных – размеры сечения ($b \times h$), и классы бетона и арматуры (f_{cd} и f_{yd}), далее определяется требуемая площадь поперечного сечения рабочей арматуры

Расчетные формулы прочности для нормального сечения конструкции перекрытия выводятся из двух условий равновесия элемента в предельном состоянии, упомянутых выше:

$$f_{cd} \cdot A_{cc} = f_{yd} \cdot A_s,$$

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = f_{cd} \cdot A_{cc} \cdot z.$$

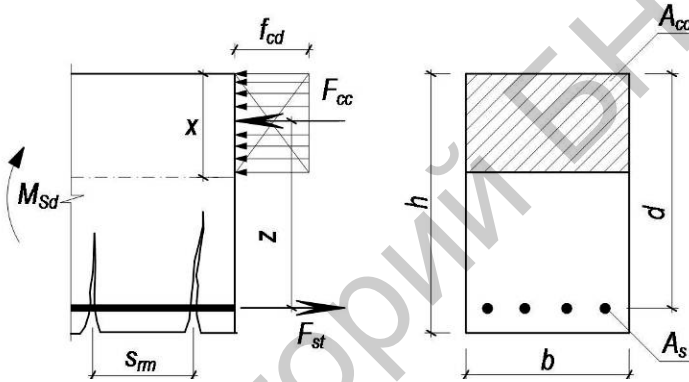


Рисунок 2. Схема усилий в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого элемента

В целях упрощения расчета площади арматуры используется коэффициент α_m , вычисляемая в зависимости от него высота сжатой зоны ξ .

Следовательно,

$$M \leq f_{cd} \cdot \alpha_m \cdot b \cdot d^2$$

Далее по п. 7.1.2.4, формула (7.5) [1]:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \text{ при этом принимается } \xi < \xi_{lim}.$$

Площадь арматуры определяется:

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d}{f_{yd}}$$

Результаты расчета приведены в таблице 1.

Расчет по методу предельного равновесия

Сущность метода заключается в том, что в стадии разрушения монолитную плиту рассматривают как систему звеньев, соединенных между собой линейными пластическими шарнирами.

При полосовом нагружении одного пролета перекрытия величиной l_1 в состоянии предельного равновесия образуются три параллельных пластических шарнира (рисунок 3).

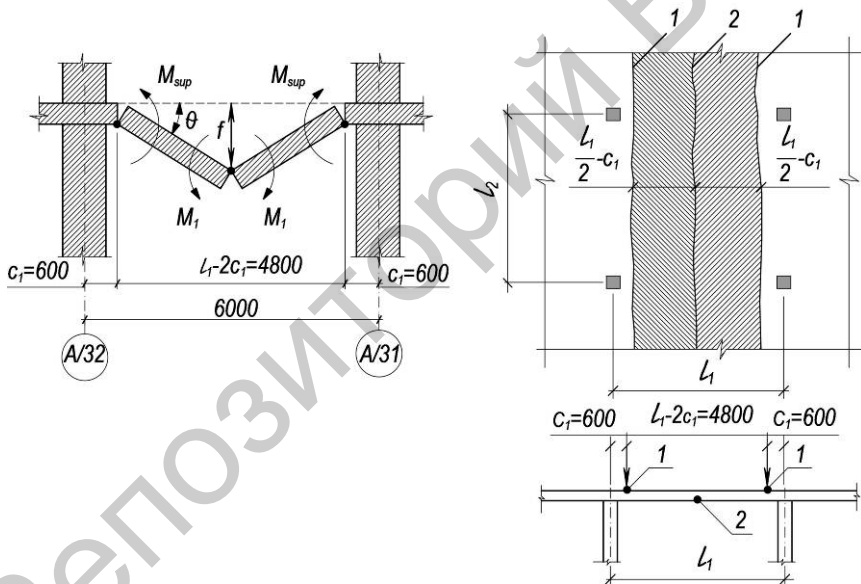


Рисунок 3 – Схема линейных пластических шарниров при полосовой нагрузке:
1 – опорные шарниры; 2 – пролетный шарнир

В пролете линейный шарнир образуется по оси нагруженной расчетной панели, а опорные линейные шарниры отстоят от осей ближайших к ним колонн на расстоянии c_1 . Пролетный и опорный пластические шарниры разделяют панели на два жестких звена.

Расчет на полосовую временную нагрузку производится, исходя из условия равновесия моментов всех сил, приложенных к жесткому звену пролетом $l_1 - 2c_1 / 2$ и шириной l_2 , в нашем случае $l_2 = l_1$, относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения в месте опорного линейного пластического шарнира и расположенном в его плоскости

$$\frac{l_2 \cdot p \cdot (0,5l_1 - c_1)}{2} \leq f_{yd} \cdot (A_{sup} \cdot z_{s,sup} + A_{s,sp} \cdot z_{s,sp}),$$

где c_1 – расстояние от опорных пластических шарниров до оси ближайших к ним рядов колонн в направлении l_1 ;

$A_{s,sup}$, $A_{s,sp}$ – площади сечения арматуры в опорном и в пролетном пластических шарнирах в пределах одной панели;

$z_{s,sup}$, $z_{s,sp}$ – плечи внутренних пар в опорном и пролетном пластических шарнирах.

В целях упрощения расчета уравнение равновесия выражаем через следующие коэффициенты:

$$Q_{sup} = A_{sup} / A_{s1},$$

$$Q_{sp} = A_{sp} / A_{s1},$$

где $A_{s1} = A_{sup} + A_{sp}$ – суммарная площадь сечения арматуры, тогда

$$\frac{l_2 \cdot p \cdot (l_1 - 2c_1)}{8} \leq f_{yd} \cdot A_s \cdot Z_n \cdot (\theta_l \cdot z_{s,l} + \theta_{sup} \cdot z_{s,sup}).$$

При расчете ячейки плиты принимаем $\theta_{sp} = 0,33$, $\theta_{sup} = 0,67$.

Результаты проведенных расчетов приведены в таблице 1.

Как видно из таблицы 1 наиболее рациональным является расчет методом предельного равновесия, так как требуется наименьший расход арматуры для конструирования перекрытия. Это объясняется тем, что метод предельного равновесия основан на допущении в арматуре пластических деформаций и перераспределения моментов в конструкции, а в программном комплексе «ЛИРА» и в расчетах по предельному состоянию первой группы расчет ведется в упругой стадии работы элемента конструкции.

Таблица 1. – Армирование плиты на 1 м.п.

Метод расчета Положение арматуры	Программный комплекс «ЛИРА» версия 9.6 в системе «ЛИРА-Арм»	Расчет по методу предельных состояний первой группы	Расчет методом предельного равновесия
верхнее армирование	10Ø20 класса S500, шаг = 100 мм	10Ø20 класса S500, шаг = 100 мм	10Ø10 класса S500, шаг = 100 мм
нижнее армирование	10Ø12 класса S500, шаг = 100 мм	10Ø10 класса S500, шаг = 100 мм	5Ø10 класса S500, шаг = 200 мм

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” Мн.: Минстройархитектуры, 2003 г.
2. СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” (с изменениями №1..5) Мн.: Минстройархитектуры, 2004 г.
3. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский – К.: Будівельник, 1985 г.
4. СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" /Госстрой СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988 г.
5. СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" (Изменение №1 РБ) /Министерство архитектуры и строительство Республики Беларусь. – Мн.: Минстройархитектуры, 2004 г.
6. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник для вузов. В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М.: Высш. Шк., 1987г.
7. ТКП EN 1991-2009. Часть 1-3, 1-4. Еврокод 1. Воздействия на конструкции.

Варианты армирования стыка плоских железобетонных перекрытий и колонн при продавливании

Буркевич С.В.

(Научный руководитель – Латыш В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В настоящее время, в Республике Беларусь широкое распространение получило строительство зданий и сооружений каркасной конструктивной системы с плоскими перекрытиями, выполненными из монолитного железобетона.

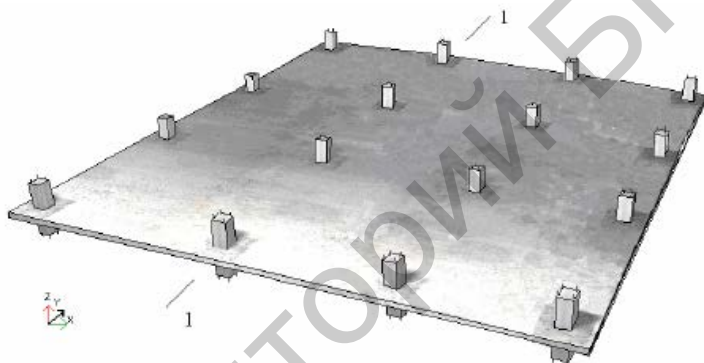


Рисунок 1. Общий вид железобетонного безбалочного перекрытия

Одним из основных факторов, обеспечивающих несущую способность плит перекрытий такой конструктивной системы, является устранения обрушения конструкции вследствие продавливания, что требует постановки необходимого количества поперечного армирования в зоне сопряжения колонн и плит.

В сложившейся практике конструирования несущую способность на продавливание плоских плит обеспечивают путем постановки поперечной арматуры в виде отдельных шпилек, плоских и пространственных каркасов, отогнутых стержней или путем установки специальных закладных деталей.

Недостатками данных способов армирования являются:

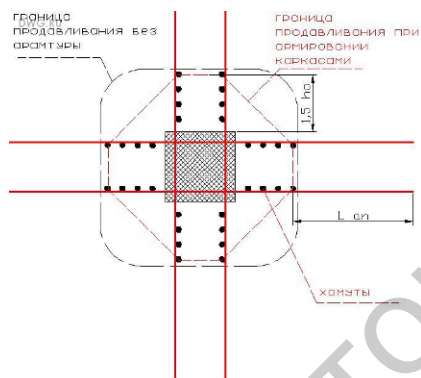
- дополнительное насыщение стыка арматурой, что затрудняет укладку бетонной смеси;
- увеличение материалоемкости конструкции;

- необходимость заводского изготовления элементов армирования.

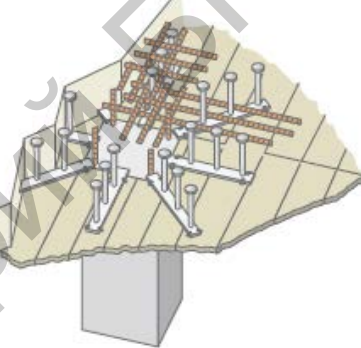
Также необходимо отметить, что даже в случае восприятия всей продавливающей нагрузки бетоном, поперечное армирование в плитах необходимо устанавливать для недопущения хрупкого разрушения конструкции.

Одним из альтернативных вариантов поперечного армирования плит, работающих на продавливание, является применение стале-фибробетона, позволяющего устранить вышеперечисленные недостатки для стержневой арматуры.

а)



б)



в)



Рисунок 2. Способы поперечного армирования безригельных плит: а) – постановка арматурных каркасов; б) – постановка закладных деталей; в) - применение скрытых капителей.

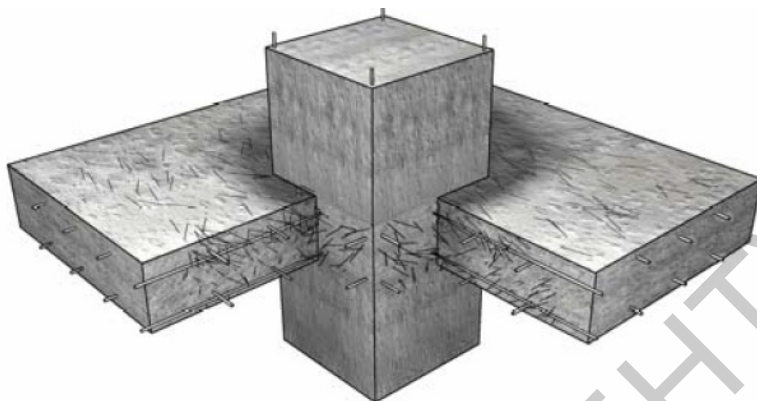


Рис. 3. Армирование стыка стальной фиброй

Согласно существующим экспериментальным исследованиям применение сталефибробетона в пределах стыка позволяет:

- снизить материалоемкости конструкции;
- устранить вероятность хрупкого разрушения конструкции;
- повысить жесткость и трещиностойкость конструкции
- «мягко» регулировать несущую способность стыка в зависимости от величины действующей нагрузки;
- перераспределить изгибающие моменты в конструкции.

Однако наравне с достоинствами применения сталефибробетона существуют и недостатки, такие как:

- комкование фибры и снижение удобоукладываемости смеси при высоких процентах фибрового армирования (>1.5 % по объему);
- приготовление фибробетона на строительной площадке

В рамках статьи был выполнен сравнительный анализ двух видов поперечного армирования плоских плит в зоне продавливания, а именно:

1. Армирование стержневой арматурой в виде вертикально установленных шпилек. Этот вид армирования выбран как наименее материалоемкий.
2. Использование сталефибробетона в пределах зоны продавливания.

Критерием по которому производилось сравнение являлся расход стали на один стык.

Определение необходимого количества стержневого поперечного армирования выполнялось в соответствии с п. 7.4.3 [1].

В результате вычислений принято армирование в виде шпилек $\text{Ø}8 \text{ S}240$. Общий расход стали, на устройство поперечного армирования стыка, составил 5,7 кг.

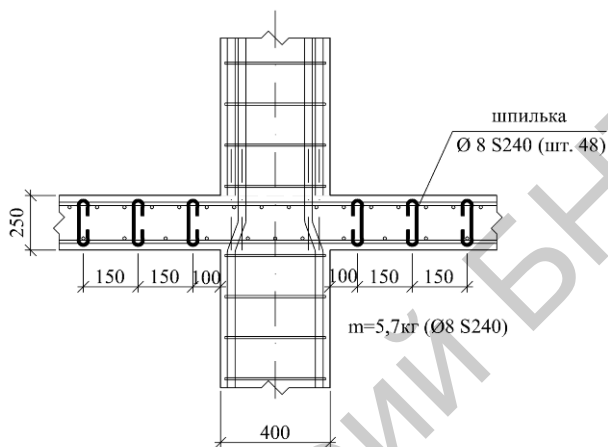


Рисунок. 4. Схема поперечного армирования зоны продавливания плиты стержневой арматурой

Что касается сталефибробетона, то на сегодняшний день не существует методики расчета сталефибробетонных элементов на продавливание, учитывающей все положительные стороны применения фибрового армирования. Некоторые расчетные положения отображены в российских [2] и отечественных нормативах [3].

Для армирования принимаем стальную фибру по ТУ РБ 400518274.003-2003 из низкоуглеродистой проволоки.

В результате проведенных расчетов необходимый процент фибрового армирования составил 0,5 %, что соответствует 5,5 кг фибры.

Сравнивая полученные данные, видно, что расход стали на устройство одного стыка с применением сталефибробетона не намного ниже, чем с применением традиционного армирования однако применение фибры позволяет:

- снизить общую материалоемкость конструкции;
- уменьшить трудоемкость арматурных работ;
- повысить жесткость и трещиностойкость конструкции.

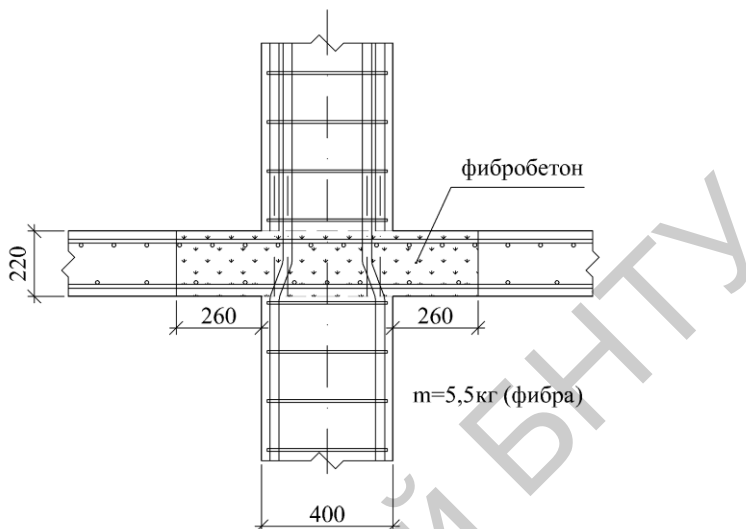


Рисунок 6. Схема поперечного армирования зоны продавливания плиты стальной фиброй. Класс бетона С20/25, расход стали— 5,5 кг.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02 Конструкции бетонные и железобетонные/ МАиС РБ. – Минск, 2003. – 140 с.
2. СП 52-104-2006 Сталефибробетонные конструкции. М., ФГУП ЦПП, 2007. – 30 с.
3. Рекомендации по проектированию и изготовлению строительных сталефибробетонных конструкций и технологии производства сталефибробетона с применением фрезерованной фибры ЗАО "Курганстальмост" Р5.03.044.08.–Мн., РУП "Институт БелНИИИС", 2008 г.

Результаты обследования основных конструктивных элементов здания котельной

Вакульчик О.Д.

(Научный руководитель – Даниленко И.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В настоящее время на территории Республики Беларусь находится много объектов, в которых необходимо произвести обследование технического состояния и несущей способности основных конструктивных элементов.

Здание котельной, расположенное на территории мясокомбината по адресу: г. Витебск, Бешенковичское шоссе, 4-ый км было построено в 1970 г., а в 1981 г. при его реконструкции была возведена пристройка для установки двух дополнительных котлов. Котельная представляет собой одноэтажное производственное здание прямоугольное в плане с размерами 51,21×18,83 м по наружному обмеру. Здание однопролетное с шириной пролета 18 м и шагом колонн – 6 м. Фундаменты – железобетонные стаканного типа под колонны каркаса, ленточные из бетонных блоков под самонесущие кирпичные стены; стены наружные – кирпичные; стены внутренние и перегородки – кирпичные; несущие элементы рам – сборные железобетонные колонны и сборные железобетонные фермы; покрытие – сборные железобетонные ребристые и многопустотные плиты; крыша – совмещенная, с наружным неорганизованным водоотводом; кровля – рулонная.

Обследованием было выявлено, что отмостка имеет трещины, выбоины, трещины в местах примыкания отмостки к цокольной части здания, поражения растительностью.

Обследованием стен пристройки выявлены выветривание раствора швов кладки, места увлажнения, сквозные трещины шириной раскрытия до 1,2 мм, сколы кирпича.

Обследованием плит покрытия пристройки выявлены трещины в заделке швов между смежными плитами, разрушение защитного слоя бетона рабочей и конструктивной арматуры, разрушение продольных ребер ребристых плит, не нормативное опирание крайнего

ряда ребристых плит с целью организации навеса, следы увлажнения конструкций.

Обследованием кровли выявлены растрескивание и разрушения рулонного ковра.

Обследованием стен выявлены многочисленные дефекты и в целом кладка выполнена с низким качеством: не соблюдена нормативная перевязка швов кладки; повсеместно завышена толщина швов кладки; наблюдается выветривание раствора из швов кладки, швы заполнены раствором небрежно; на некоторых участках фасадов наблюдается поверхностное размораживание кладки, также выявлены участки с размораживанием кладки на глубину до 80 мм; имеются наклонные трещины шириной раскрытия от 2 до 10 мм; при закладке оконных проемов не выполнена привязка кладок, наблюдается отклонение от вертикали; наблюдаются многочисленные трещины по отделочному слою стен пристройки.

При обследовании была определена прочность бетона примененных железобетонных колонн. Определение прочности бетона выполнялось электронным прибором «ОНИКС-2,5» методом упругого отскока по наружной прочности материала. Согласно результатам испытаний, прочность бетона соответствует классу С20/25. Также электромагнитным прибором МПА. МГ4-03 было определено армирование колонн. Сравнением данных натурального обследования с типовыми рабочими чертежами на изготовление сборных железобетонных изделий установлено, что колонны изготовлены по серии 1.423-3, предназначенные для строительства одноэтажных зданий (рисунок 1).

Обследованием несущих колонн выявлены: трещины в защитном слое бетона, разрушение защитного слоя бетона рабочей арматуры, коррозия рабочей арматуры и элементов каркаса колонны, сколы по защитному слою бетона с оголением рабочей арматуры в нижней зоне колонны. Отклонений колонн от вертикали инструментальными зазорами не установлено.

Несущими элементами покрытия служат железобетонные сегментные фермы пролетом 18 м. В ранее построенном здании фермы классической геометрической схемы, т.е. состоят из верхнего и нижнего поясов, стоек и раскосов. В пристроенном объеме применены безраскосные железобетонные фермы пролетом 18 м.



Рисунок 1. Система стропильных конструкций покрытия

При помощи электронного прибора «ОНИКС-2,5» методом упругого отскока определена прочность бетона ферм, согласно полученным данным, прочность бетона соответствует классу С30/37. Электромагнитным прибором МПА.МГ4-03 определено армирование ферм. При этом установлено, что пояса, работающие на растяжение, армированы предварительно напряженной арматурой с анкерровкой на опорах.

Исходя из геометрической схемы ферм, прочности бетона и армирования, для устройства покрытия применены сегментные фермы, изготовленные по серии ПК-01-129/68 и безраскосные фермы, изготовленные по серии 1.463-3.

Обследованием ферм выявлены трещины в бетоне опорного узла ферм под плитами покрытия крайних рядов шириной раскрытия от 1 до 8 мм (рисунок 2).



Рисунок 2. Трещины в бетоне опорного узла фермы

При помощи электронного прибора «ОНИКС-2,5» методом упругого отскока определена прочность бетона железобетонных плит по наружной прочности материала. Согласно полученным данным, прочность бетона соответствует классу С16/20.

Обследованием плит покрытия выявлены следы протечек с кровли на нижней поверхности плит, трещины в защитном слое бетона арматуры в поперечных ребрах плит, коррозия арматуры в поперечных ребрах и в полках в местах выполненных проемов (рисунок 3).



Рисунок 3. Следы протечек с кровли на плитах покрытия

В крайних плитах имеются разрушения защитного слоя бетона рабочей арматуры с ее оголением, коррозия арматуры.

В результате обследования для приведения строительных конструкций в исправное техническое состояние и увеличения долговечности эксплуатации здания было рекомендовано выполнить следующие мероприятия:

- ремонт стен путем нанесения штукатурного слоя по сетке с предварительным восстановлением и усилением простенка. Выполнить ремонт стен пристройки путем оштукатуривания по сетке;
- усиление опорных столбиков ферм. Усиление выполнить стальной облойкой с устройством шпренгеля и креплением, обеспечивающим прочность и устойчивость опорных столбиков, к верхнему или/и нижнему поясу. После чего выполнить заделку трещин методом инъекцированием полимерцементного раствора;

– усиление колонны, при этом удалить отслоившийся защитный слой бетона, очистить арматуру от коррозии и восстановить защитный слой бетона. Усиление выполнить обоймой. Восстановить защитный слой бетона в нижней части колонны в осях с предварительной очисткой арматуры;

– усиление поврежденных плит покрытия. Выполнить заделку трещин по швам сопряжения смежных плит покрытия друг с другом. Произвести замену плит покрытия пристройки с организацией нормативного опирания плит;

– ремонт кровли с полной заменой водоизоляционного покрытия кровли;

– разделку примыканий рулонного ковра к вертикальным поверхностям дополнительным слоем рулонного материала по бортикам из цементного раствора в местах наклейки на вертикальные поверхности с тщательной герметизацией указанных зон.

В целом, после выполнения вышеприведенных мероприятий, исходя из технического состояния конструкций рекомендовано дальнейшее использование здания в качестве котельной.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск, МАиС РБ.
2. ТКП 45-1.04-14-2005. Техническая эксплуатация жилых и общественных зданий и сооружений. Порядок проведения. – Минск, МАиС РБ, 2006 – 44 с. (с изм. №1-2).

УДК 624.012

Обеспечение пространственной жесткости и устойчивости зданий

Владыко А.И.

(Научные руководители – Делендик С.Н., Коледа С.М.)
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Связи в конструкциях — легкие конструктивные элементы в виде отдельных стержней или систем (ферм), предназначены для обеспечения пространственной устойчивости основных несущих систем (ферм, балок, рам и т. п.) и отдельных стержней; пространственной работы конструкции, путем распределения нагрузки, приложенной к одному или нескольким элементам, на все сооружение; придания сооружению жесткости, необходимой для нормальных условий эксплуатации; для восприятия в отдельных случаях ветровых и инерционных (например, от кранов, поездов и т. п.) нагрузок, действующих на сооружения. Системы связей komponуются так, чтобы каждая из них выполняла несколько из перечисленных функций.

Для создания пространственной жесткости и устойчивости конструкций, состоящих из плоских элементов (ферм, балок), которые легко теряют устойчивость из своей плоскости, они соединяются по верхним и нижним поясам горизонтальными связями. Кроме того, по торцам, а при больших пролетах и в промежуточных сечениях ставятся вертикальные связи — диафрагмы. В результате образуется пространственная система, обладающая большой жесткостью при кручении и изгибе в поперечном направлении. Этот принцип обеспечения пространственной жесткости используется при проектировании многих сооружений.

В обычных случаях связи не рассчитываются, а их сечения назначаются по предельной гибкости, устанавливаемой нормами.

Каркас одноэтажных зданий состоит из поперечных рам, шарнирно связанных сверху стропильными конструкциями. Жесткость здания в поперечном направлении обеспечивается поперечной рамой цеха (ПРЦ), образуемой защемлением колонны в фундамент и жестким диском покрытия.

Для повышения устойчивости одноэтажных зданий в продольном направлении предусматривают систему вертикальных и горизонтальных связей между колоннами каркаса и в покрытии.

Вертикальные связи при железобетонных колоннах каркаса в зданиях без мостовых кранов и с подвесным транспортом устанавливают только при высоте помещений более 9,6 м. Их располагают в середине температурных блоков в каждом ряду колонн.

В зданиях, оборудованных мостовыми кранами, связи устанавливают в подкрановой части.

Связи по колоннам делают крестовыми и порталными.

Выбор формы связей зависит от шага колонн, высоты от пола до головки подкранового рельса и вида напольного транспорта.

Крестовые связи чаще всего применяют при шаге колонн 6 м, высоте до головки подкранового рельса до 10 м и малогабаритном напольном транспорте, а порталные - при шаге 6 и 12 м в более высоких зданиях с использованием крупногабаритного транспорта (автомобили, штабеллеры и т.п.).

Связи в покрытиях выбирают с учетом вида каркаса, типа покрытия, высоты здания, вида внутрицехового подъемно-транспортного оборудования, его грузоподъемности и режима работы.

В зданиях с кровлей, устраиваемой по сплошному настилу из крупноразмерных железобетонных плит, условия работы отдельных рам облегчаются за счет частичной передачи нагрузок «жесткой» кровлей на смежные рамы.

Здания с кровлей из плит, укладываемых по прогонам, находятся в менее благоприятных условиях, т.к. независимость деформации отдельных рам при воздействии на них местных нагрузок может привести в ряде случаев к ухудшению эксплуатационных свойств здания.

Поэтому при проектировании зданий с мостовыми кранами значительной грузоподъемности, а также бескрановых, имеющих большую высоту, следует предусматривать продольные связи по верхним поясам стропильных конструкций, до некоторой степени объединяющих работу рам в поперечном направлении.

Роль горизонтальных связей в верхних поясах ферм или балок выполняют крупноразмерные панели покрытия.

В пролетах с фонарями, в торцах фонарных проемов, устанавливают горизонтальные крестовые связи.

В пределах длины фонарного проема по коньку ферм, устанавливают распорки.

Передача ветровых нагрузок с торцовых стен на колонны и вертикальные связи через конструкции кровли целесообразна только для зданий определенных пролетов и высоты. В большепролетных зданиях более или менее значительной высоты такое использование кровли затрудняет крепление стропильных конструкций к колоннам, усложняет конструкции, обеспечивающие устойчивость покрытий, а в ряде случаев и вообще не может быть осуществлено без нарушения целостности кровли, прочности креплений ее к стропильным конструкциям.

Торцовые стены таких зданий должны проектироваться с применением горизонтальных ветровых ферм и с передачей на них подавляющей части ветровой нагрузки.

Во всех случаях применения ветровых ферм в зданиях без подстропильных конструкций между колоннами на уровне ветровых ферм должны быть поставлены распорки для передачи ветрового давления от ферм на вертикальные связи.

В зданиях с подстропильными конструкциями крепление их к колоннам рассчитывается на горизонтальные нагрузки от ветровых ферм. Зазоры между торцами подстропильных конструкций рекомендуются заполнять бетоном.

Все продольные нагрузки, воспринимаемые отдельными элементами здания, в конечном счете, должны быть переданы вертикальным связям в продольных рядах колонн или распределены между колоннами.

Кровли из относительно мелких изделий, укладываемых по прогам, могут воспринимать ветровые нагрузки от торцовых стен и передавать их на колонны лишь при условии развязки их системой поперечных горизонтальных связей по верхним поясам стропильных конструкций. Условия применения таких, а также других второстепенных конструкций (вертикальные связи между фермами, распорки, растяжки) зависят от параметров здания.

Вертикальные и горизонтальные связи покрытия изготавливают из уголков, швеллеров и труб и крепят к железобетонным конструкциям болтами и сваркой.

В сборных железобетонных каркасах многоэтажных зданий рамно-связевой системы многоэтажных зданий колонны и ригели перекрытий образуют ряд поперечных рам, обеспечивающих пространственную жесткость каркаса в поперечном направлении. Жесткость узлов сопряжения ригелей с колоннами достигается сваркой закладных деталей ригелей и консолей колонн, а также сваркой выпусков верхней арматуры ригелей со стержнями, пропущенными сквозь тело колонны с обязательным заполнением бетоном, зазоров между колоннами и торцами ригелей.

Для обеспечения пространственной жесткости каркаса здания в продольном направлении на всех этажах в середине каждого температурного блока между колоннами продольных рядов ставят вертикальные стальные связи крестового или порталного типа, привариваемые к закладным деталям колонн.

Основные причины разрушения зданий по причине некачественного обеспечения пространственной жёсткости

Пространственная жесткость — это, прежде всего, геометрическая неизменяемость в трех плоскостях: горизонтальной и двух вертикальных. Обеспечивается она формированием геометрически неизменяемых фигур в каждой плоскости — преимущественно треугольниками при шарнирном соединении стержней и прямоугольниками при жестком или смешанном соединении. Хотя под воздействием нагрузки эти фигуры несколько и меняют свою форму, но меняют, во-первых, только на время действия нагрузки и, во-вторых, только за счет деформаций составляющих стержней.

В ряде случаев, при обследовании зданий и сооружений, когда нет видимых признаков перегрузки железобетонных конструкций, они могут находиться в предаварийном состоянии. Это бывает тогда, когда не обеспечивается устойчивость конструкции.

Здесь можно отнести пропуски или некачественное выполнение вертикальных связей, отсутствие или непроектное выполнение сварки закладных деталей. В этих случаях даже при незначительном увеличении нагрузок может произойти обрушения конструкций.

Большинство обрушений зданий (если не считать катастроф, вызванных стихийными бедствиями и техногенными причинами) происходило и происходит из-за необеспеченности их пространствен-

ной жесткости. В частности, в одних зданиях не было создано достаточно жесткое защемление колонн в фундаментах, в других не была предусмотрена установка дополнительных вертикальных связей, в-третьих, были некачественно приварены плиты покрытия и т.д.

ЛИТЕРАТУРА

1. Заикин А.И. «Проектирование железобетонных конструкций одноэтажных промышленных зданий: Учебное пособие, Магнитогорск, 1997.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. «Железобетонные конструкции. Общий курс»: Стройиздат, 1991.

**Особенности определения полезных нагрузок на перекрытия
многоэтажных зданий по отечественным и зарубежным нормам
проектирования**

Гайдук А.С., Камейша М.Д.

(Научный руководитель – Рак Н.А.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Полезная нагрузка на перекрытия – это переменная нагрузка от массы людей, оборудования, материалов, изделий, средств транспорта, технологического оборудования, временных перегородок и иных частей здания, местоположение которых во время эксплуатации здания изменяется.

В расчетах конструкций перекрытий обычно применяется эквивалентная равномерно распределенная нагрузка, которую вычисляют из условия равенства ее воздействия воздействию действительной нагрузки.

Нормативные значения равномерно распределенных полезных нагрузок на перекрытия зданий приведены, как правило, в нормах проектирования или в технологических нормах.

Полные нагрузки на перекрытия соответствуют достаточно редкой ситуации, когда в помещении наблюдается скученность людей или нагромождение мебели во время ремонта.

При больших площадях помещений маловероятно одномоментное достижение полной нагрузки по всей площади помещений. В связи с этим рекомендуется снижать полные значения нагрузок в зависимости от грузовой площади рассчитываемого элемента перекрытия (плиты, ригеля, балки, стены и т.п.).

При расчете каркаса многоэтажного здания усилия в колоннах и нагрузки на фундаменты определяют из нагрузок, действующих на различных этажах. При этом маловероятно одномоментное достижение полной нагрузки на каждом из этажей, учитываемых при расчете усилий. В связи с этим рекомендуется снижать полные значения нагрузок на перекрытия в зависимости от количества этажей, учитываемых при расчете усилий колоннах и нагрузки на фундаменты.

В настоящей статье рассмотрены особенности определения полезных нагрузок на перекрытия многоэтажных зданий по отечественным и зарубежным нормам (на примере жилых и офисных помещений).

Нормы СССР [1, 2]

В нормах [1] при расчете балок и ригелей с грузовой площадью T (в m^2) полную полезную нагрузку допускается снижать умножением на коэффициент (при $T > 18 m^2$)

$$\alpha_1 = 0,3 + \frac{3}{\sqrt{T}}$$

При расчете колонн, стен, фундаментов и оснований полные полезные нагрузки допускается снижать умножением на коэффициент

$$\eta_1 = 0,3 + \frac{0,6}{\sqrt{m}}$$

где m – число учитываемых в расчете полностью загруженных перекрытий (над рассматриваемым сечением).

В нормах [2] при расчете балок, ригелей, плит, а также колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, полные нормативные значения нагрузок следует снижать в зависимости от грузовой площади A , m^2 , рассчитываемого элемента умножением на коэффициент сочетания ψ_A , равный (при $A > A_1 = 9 m^2$),

$$\psi_A = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}}$$

При определении продольных усилий для расчета колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения нагрузок следует снижать умножением на коэффициент сочетания ψ_n , равный

$$\psi_n = 0,4 + \frac{\psi_A - 0,4}{\sqrt{n}}$$

где ψ_A - определяют в соответствии с вышеприведенной формулой.

n – общее число перекрытий, нагрузки от которых учитываются при расчете рассматриваемого сечения колонны, стены, фундамента.

Примечание. При определении изгибающих моментов в колоннах и стенах следует учитывать снижение нагрузок для примыкающих к ним балок и ригелей.

Нормы Российской Федерации [3]

В нормах [3] при расчете балок, ригелей, плит, стен, колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, нормативные значения нагрузок допускается снижать в зависимости от грузовой площади A , м^2 , с которой передаются нагрузки на рассчитываемый элемент, умножением на коэффициент φ_1 (при $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$)

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}}$$

При определении усилий для расчета колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения нагрузок допускается снижать умножением на коэффициенты сочетания φ_3

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\varphi_1 - 0,4}{\sqrt{n}}$$

где n – общее число перекрытий, нагрузки от которых учитываются при расчете рассматриваемого сечения колонны, стены, фундамента.

Европейские нормы [4]

В Европейских нормах [4] рекомендуется применять коэффициент снижения α_A , определяемый по формуле

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0,$$

где ψ_0 – коэффициент в соответствии с ЕН 1990, приложение А.1, таблица А.1.1; A_0 – $10,0 \text{ м}^2$; A – грузовая площадь.

Примечание. В национальном приложении допускается альтернативная методика.

Нагрузку на колонны и стены, определяемую по нагрузкам нескольких этажей, допускается умножить на коэффициент снижения α_n , определяемый по формуле

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n}$$

где n – количество этажей ($n > 2$), расположенных выше рассматриваемых опор и стен; ψ_0 – коэффициент в соответствии с ЕН 1990, приложение А. 1, таблица А. 1. 1.

Примечание. В национальном приложении допускается альтернативная методика.

В [4] не приводятся сведений о том, можно ли применять коэффициенты α_A и α_n одновременно.

Национальное приложение Республики Беларусь [5] к Европейским нормам [4]

В национальном приложении [5] Республики Беларусь к Европейским нормам [4] указано, что для определения значений коэффициентов следует использовать формулы норм [2].

В [5] не приводятся сведений о том, можно ли применять коэффициенты α_A и α_n одновременно с формулами для составления комбинаций усилий, приведенными в приложении А норм Республики Беларусь по расчету железобетонных конструкций [6].

Национальное приложение Соединенного Королевства (по [7]) к Европейским нормам [4]

В Национальном приложении Соединенного Королевства выражение (6.1) [4] заменяется приводимым ниже выражением для вычисления коэффициента α_A

$$\alpha_A = 1,0 + \frac{A}{1000} \geq 0,75,$$

где A – грузовая площадь, м².

Национальное приложение Соединенного Королевства заменяет выражение (6.2) [4] приводимым ниже выражением для вычисления коэффициента α_n

$$\alpha_n = 1,1 - \frac{n}{10} \quad \text{для } 1 \leq n \leq 5$$

$$\alpha_n = 0,6 \quad \text{для } 5 < n \leq 10$$

$$\alpha_n = 0,5 \quad \text{для } n > 10$$

где n – количество этажей с нагрузками, подлежащими снижению.

В британском Национальном приложении даются следующие рекомендации:

снижение нагрузки, основываемое на грузовой площади, применимо, если $\alpha_A < \alpha_n$;

однако снижение, даваемое α_A ; не может быть использовано в сочетании со снижением, определенным для α_n .

Авторы руководства [7] рекомендуют использовать α_A для снижения значений полной нормативной нагрузки при расчете балок, перекрытий, покрытий и т.п. для соответствующей площади перекрытия. Полные значений нагрузки от нескольких этажей можно снизить с помощью коэффициента α_n . Однако значения нагрузок на перекрытия должны приниматься без снижения с помощью коэффициента α_A .

По приведенным выше формулам, содержащимся в различных нормативных документах, были выполнены вычисления значений коэффициентов снижения полезной нагрузки в зависимости от грузовой площади ($\alpha_1, \psi_A, \phi_1, \alpha_A$) и коэффициентов снижения полезной нагрузки в зависимости от количества этажей ($\eta_1, \psi_n, \phi_3, \alpha_n$). При этом вычисления значений понижающего коэффициента α_A ($\psi_{A1}, \phi_1, \alpha_1$) при расчете коэффициента α_n ($\psi_{n1}, \phi_3, \eta_1$) выполнялось при $A=20\text{м}^2$.

Результаты вычислений представлены на рисунках 1 и 2.

Анализ результатов вычислений позволил сделать следующие выводы:

1. Наблюдаются существенные расхождения в значениях коэффициентов $\alpha_1, \psi_A, \phi_1, \alpha_A$ снижения полезной нагрузки на перекры-

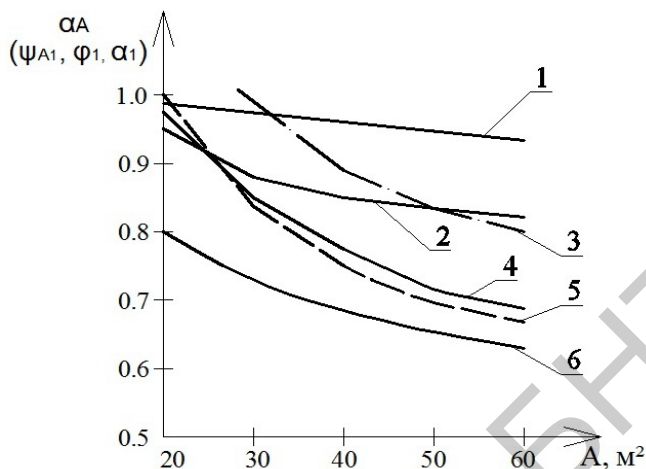


Рис. 1. Зависимость понижающего коэффициента α_A ($\psi_{A1}, \varphi_1, \alpha_1$) от грузовой площади: 1 – британское Национальное приложение к [4]; 2 – свод правил Франции; 3 – свод правил Финляндии; 4 – [1] и свод правил Чешской Республики; 5 – [4] и свод правил Германии; 6 – для [2], [3] и [5]

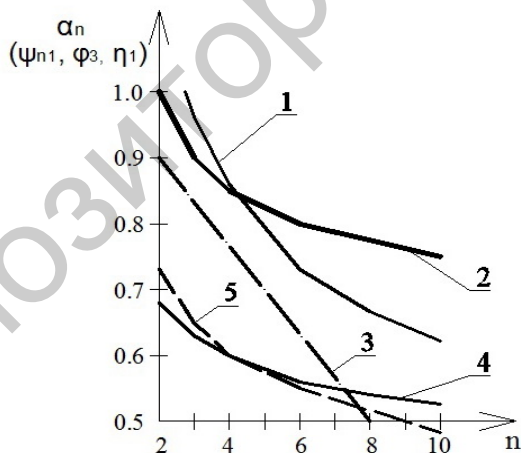


Рис. 2. Зависимость понижающего коэффициента α_n ($\psi_{n1}, \varphi_3, \eta_1$) от количества этажей: 1 – свод правил Франции; 2 – [4] и свод правил Германии; 3 – британское Национальное приложение к [4]; 4 – [2], [3] и [5]; 5 – [1] и свод правил Чешской Республики.

тия в зависимости от грузовой площади, определяемых по различным нормативным документам. При этом наименьшие значения коэффициентов регламентировано нормами [2], [3] и [5].

2. Наблюдаются существенные расхождения в значениях коэффициентов η_1 , ψ_n , φ_3 , α_n снижения полезной нагрузки на колонны и фундаменты многоэтажных зданий в зависимости от их этажности, определяемых по различным нормативным документам.

3. В национальном приложении Республики Беларусь [5] к [4] не приводятся сведений о том, можно ли применять коэффициенты α_A и α_n одновременно с формулами для составления комбинаций усилий, приведенными в приложении А норм Республики Беларусь по расчету железобетонных конструкций [6].

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП II-6-74 /Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1976. – 60 с.
2. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 /Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
3. Нагрузки и воздействия: Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85: СП 20.13330.2011. /Минрегион РФ.– М.: ОАО «ЦПП», 2011. – 80 с.
4. EN 1991-1-1-2001. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. – Brussels, CEN, 2002. – ??? p.
5. Воздействия на конструкции: СТБ EN 1991-1-1-2007. Еврокод 1. – Часть 1-1: Общие воздействия. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 1997. – 28 с.
6. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 140 с. – С изм. №1-№5.
7. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 1: Воздействия на сооружения. Стандарты EN 1991-1-1 и 1-3-1-7 /Х.Гульванесян, П.Формичи, Ж.-А. Калгаро при участии Д.Хардинга. – М.: МГСУ, 2011. – 344 с.

УДК 624.012

Монолитное каркасное жилое здание с применением вертикальных несущих элементов из сборного железобетона

Гулевич П.М.

(Научный руководитель: Пецольт Т.М.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Сколько лет строительству? Кажется, столько же сколько человечеству. Оно неутомимо, обдуманно растёт и развивается вместе с человеком.

В дипломном проектировании мною разрабатывается 10-ти этажный жилой дом с высотой этажа 2,8м. Кровля плоская неэксплуатируемая, чердак холодный. В техническом подполье расположен тепловой узел. Размеры здания в осях – 27х14,4 м.

Жилой дом запроектирован в сборно-монолитном каркасе, но не традиционном (со сборно-монолитным перекрытием), а с вертикальными сборными несущими элементами (колонны, диафрагмы жёсткости) и монолитным диском перекрытия. По данной схеме ещё не построено ни одно здание в СНГ. В чём же преимущества такого каркаса по сравнению с каркасом из монолитного железобетона?

Сравнительные характеристики двух видов каркасов приведены в таблице 1.

Таблица 1

	Трудо- затраты рабочих, чел-ч	Трудо- затраты ма- шинистов, чел-ч	Стоимость 1-го эт., рубл.	Продолжи- тельность возведения 1-го эт., смен
Сборно- монолитный каркас	1745,76	38,10	32424	12
Монолитный каркас	2004,16	80,93	30730	20

Примечание: цены указаны в базе 2006 г.

Как видно из таблицы, при практически одинаковой стоимости возведения одного этажа, продолжительность строительства каркаса в сборно-монолитном варианте сокращается почти в два раза.

Рассматриваемый вариант сборно-монолитного каркаса взял из двух технологий самое лучшее: из монолитной – разнообразие архитектурных форм перекрытия в плане; из сборной – скорость возведения, качество конструкции, применение бетонов более высокой прочности, что позволяет уменьшить расход арматуры.

Новые технологии ставят новые проблемы и требуют их решения. Так, стык сборных колонн может устраиваться на 0,85м выше верха перекрытия или на отметке верха перекрытия (см. рис.1).

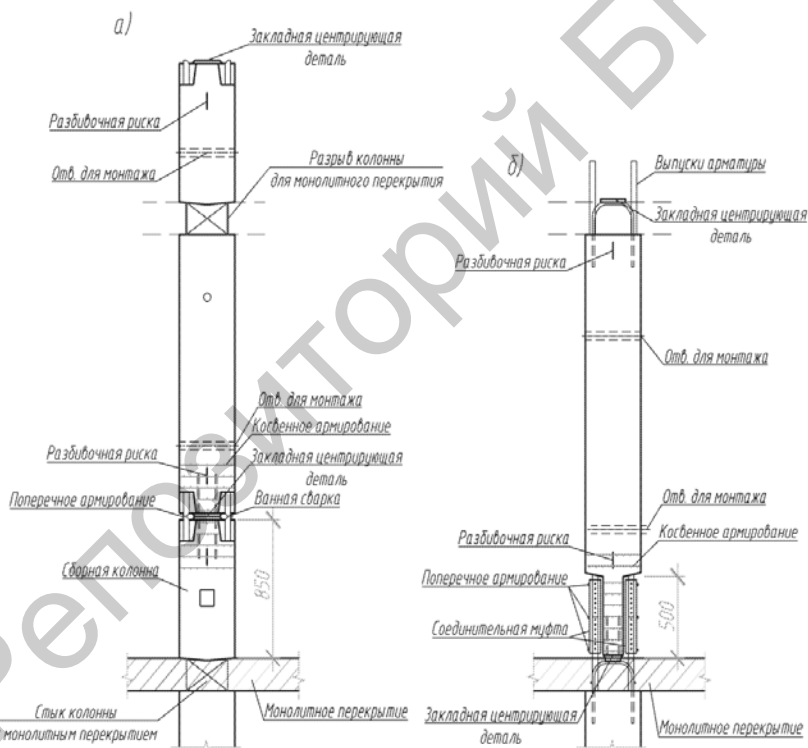


Рис. 1 – Два варианта устройства стыка колонн

Преимуществом узла а) на рис. 1 является удобство ведения работ по устройству стыка, к недостатку следует отнести более слож-

ную форму колонны. В то время как для узла б) характерно обратное: увеличение трудоёмкости работ по устройству стыка за счёт его низкого неудобного расположения, и более простая конструкция колонны.

Колонна а) на рис. 1 разрабатывалась под стык на ванной сварке по серии 1.020. Конструкция колонны б) на рис. 1 разработана для стыка арматуры при помощи соединительных муфт на болтах. Возможны и другие способы соединения арматуры, такие как: внахлест, на болтах (см. рис. 2) и др. Выбор того или иного варианта необходимо экономически обосновать и проверить конструктивную возможность его реализации. В данной работе подробнее остановимся на устройстве колонны типа б).

Высота стыка колонны б) на рис. 1 составит 500-550мм, для того, чтобы была возможность разместить соединительную муфту на болтах. Для арматуры диаметром 40мм длина такой муфты составит около 450мм. При этом необходимо предусмотреть место для хомутов поперечного армирования и обеспечить защитный слой бетона не менее 15мм. Как правило, материал муфты более стоек к коррозии, чем арматура. Конец колонны армируется сетками косвенного армирования для восприятия монтажных и рабочих нагрузок. В торце устанавливается металлическая центрирующая закладная деталь.

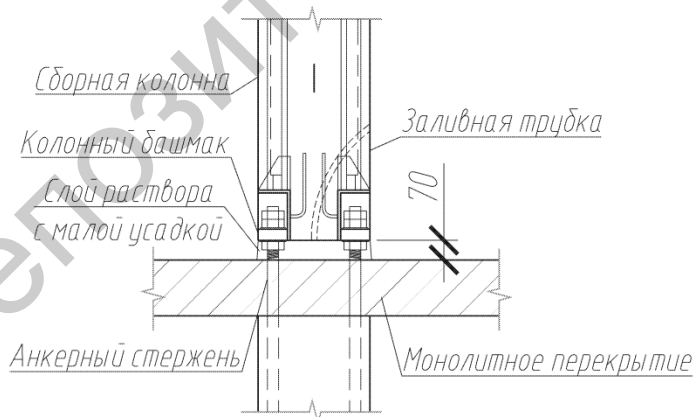


Рис. 2 – Стык колонн и диафрагм жёсткости на болтах

Не менее интересным является стык колонн на болтах. К его преимуществам можно отнести:

- скорость монтажа;
- лёгкая корректировка положения колонны;
- отсутствие поперечной арматуры в зоне стыка;
- отсутствие сварки;
- нет необходимости ждать набора прочности бетона (раствора).

Но в такой колонне используются детали, сделанные с машиностроительной точностью, которые невозможно пока изготовить в арматурном цеху заводы ЖБИ, что в условиях нашей страны приводит к удорожанию изделия.

УДК 691.87

Особенности применения стеклопластиковой арматуры при армировании стеклопластбетонных конструкций

Гусак Н. Ю.

(Научный руководитель – Хотько А.А.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Одним из проявлений поиска новых эффективных материалов и технологий в строительной отрасли стало расширение применения неметаллической композитной арматуры при строительстве зданий и сооружений. Несмотря на то, что этот вид арматуры известен еще с 70-х годов 20 века, композитная арматура – относительно новый вид строительных материалов на рынке Республики Беларусь. В ближайшем зарубежье эта продукция уже успела себя зарекомендовать и широко используется при армировании стеклопластбетонных конструкций. Обладая рядом преимуществ перед стальной арматурой, стеклопластиковая арматура призвана занять свою определенную нишу и в строительной отрасли Республики Беларусь. Однако, ее внедрение наталкивается на определенные трудности и противоречия, приводящие к ошибкам при проектировании конструкций, содержащих композитную арматуру.

Стеклопластиковая арматура представляет собой гетерогенную систему, состоящую из ориентированных стеклянных волокон и полимерного связующего. Высокопрочное стеклянное волокно в стеклопластиковой арматуре почти полностью воспринимает воздействие растягивающих усилий. Поэтому, свойства арматуры, в известной степени, «копируют» свойства стеклянного волокна. Полимерное связующее в стеклопластиковой арматуре выполняет роль клеящей среды, объединяющей отдельные волокна в монолитный стержень и обеспечивающей совместную их работу, а также защищает волокно от механических повреждений.

Одной из главных проблем внедрения стеклопластиковой арматуры является отсутствие нормативной базы по ее применению. Зачастую, производители и поставщики неметаллической арматуры дают свои собственные рекомендации по применению стеклопластиковой арматуры при армировании стеклопластбетонных конструкций, основываясь только на прочностных свойствах этого материала.

ла, не учитывая деформационных и других ее характеристик. Широко распространены графики равнопрочной замены стальной арматуры на стеклопластиковую, предлагающие уменьшение диаметра последней в 2 и более раза без соответствующего расчетного обоснования. Отсутствие нормативной методики расчета стеклопластбетонных конструкций, необоснованное принятие расчетных сопротивлений арматуры, значительный разброс физико-механических и геометрических характеристик арматуры различных производителей препятствуют грамотному подходу при проектировании стеклопластбетонных конструкций. В таблице 1 представлены отличительные особенности стальной и композитной арматуры «Лиана».

Свойства стеклопластиковой арматуры определяют ее применение в основном только в предварительно напряженных стеклопластбетонных конструкциях. Стеклопластиковую арматуру невозможно сваривать, создание равнопрочных соединений вызывает технологические затруднения. Кроме того, эта арматура не изгибается с небольшими радиусами загиба и имеет низкий модуль упругости.

При использовании натяжных устройств (домкратов, силовых установок) следует иметь в виду, что ввиду более низкого модуля упругости стеклопластиковой арматуры, чем стальной, удлинение ее в процессе натяжения значительно больше и может достигать 1-1,3 см на 1 м длины напрягаемого стержня. Поэтому натяжные станции при изготовлении конструкций со стеклопластиковой арматурой, особенно при стендовом способе производства работ, должны обеспечивать большие перемещения. Для натяжения стеклопластиковой арматуры не могут быть применены зажимы (захваты), используемые для предварительного натяжения стальной арматуры, так как прочность при обжатии в зажиме поперек волокон определяется прочностными характеристиками полимерного связующего, а не стеклянного волокна и поэтому значительно меньше временно-го сопротивления арматуры разрыву.

Таблица 1. Характеристики стальной и композитной арматуры «ЛИАНА»

Характеристика	Стальная арматура			Композитная арматура		
	Класс арматуры	Временное сопротивление, разрыву, f_t	Нормативное сопротивление	Класс арматуры	Временное сопротивление, разрыву, f_t	Принимаемое нормативное сопротивление
Прочностные характеристики при растяжении, МПа	S240	370	240	АНС	1250	1250
	S400	590	400			
	S500	600	500	АНБ	1450	1450
	S800	1030	800			
	S1200	1230	1200			
Относительное удлинение, ϵ_p , %	S240	25	АНС	2,2		
	S400	14				
	S500	6	АНБ	1,6		
	S800	7				
	S1200	6	АНБ ВМ	1,3		
Модуль упругости E_p , Н/мм ² (ГПа)	200000 (200)			АНС	60000 (60)	
				АНБ	90000 (90)	
				АНБ	До 200000 (200)	
				ВМ		
Плотность, г/см ³	7,8			1,9		
Коррозионная стойкость	Подвергается коррозии			Не подвергается коррозии		
Кoeffиц линейно температурдеформац $\alpha \cdot 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$	1,3-1,5			0,5-0,9 (Бетон: 0,7-1,0)		
Кoeffициент теплопроводности Вт/(м*К)	46			0,35-0,5		
Электрические свойства	Электропроводна			Диэлектрик		
Магнитн свойства	Магнитопроводна			Диамagnetик		
Диапазон рабочих температур	По СНБ 5.03.01-02 "Бетонные и железобетонные конструкции"			От -70 до +100 °С		

На рисунках 1-3 показаны внешний вид композитной арматуры различных производителей.



Рисунок 1. Внешний вид композитной арматуры зарубежных производителей



Рисунок 2. Внешний вид стеклопластиковой арматуры производства РБ



Рисунок 3. Внешний вид базальтовой арматуры производства РБ

Нормативное сопротивление арматуры исследователями предлагается принимать по браковочному минимуму временного сопротивления. Расчетное сопротивление определяется как произведение нормативного сопротивления на коэффициенты длительной проч-

ности $m_{a,\Delta}=0,65$, условий изготовления $m_{a,t}$ и условий эксплуатации конструкций $m_{a,k}$.

Повышенная деформативность стеклопластиковой арматуры предопределяет некоторые особенности ее совместной работы с бетоном в конструкциях. В процессе исследований изгибаемых элементов установлено, что до появления трещин работа предварительно напряженных конструкций со стеклопластиковой арматурой аналогична и полностью подчинена закономерностям, используемым для расчета железобетонных предварительно напряженных конструкций. Однако после появления трещин повышенная деформативность арматуры сказывается на работе конструкций. В этом случае метод расчета железобетонных конструкций может быть использован для расчета стеклопластбетонных элементов с уточнениями и дополнениями, учитывающими специфические особенности арматуры.

Таким образом, для полноправного использования неметаллической арматуры в РБ необходима разработка нормативной документации, регламентирующей ее физико-механические свойства, методы испытания арматуры, правила проектирования стеклопластбетонных конструкций, и основанной на экспериментально-теоретических исследованиях работы таких конструкций, исследованиях совместной работы стеклопластиковой арматуры с бетоном.

ЛИТЕРАТУРА

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

Перспективы применения фибробетона в Республике Беларусь

Гутовец Р. В., Моджаро Е.Н.

(Научный руководитель – Коршун Е.Л.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Основная задача развития строительной индустрии в современном мире – повышение прочности и надежности строительных конструкций с одновременным снижением затрат на строительство. Одним из перспективных направлений считается использование *сталефибробетона* – композиционного материала из бетона, в котором армирующими материалами выступают равномерно распределенные по всему его объему короткие стальные волокна. Фибробетон обладает значительными преимуществами по сравнению с обычным бетоном. Большая степень сопротивления трещинообразованию способствует увеличению таких физико-механических показателей, как прочность при сжатии, растяжении и изгибе, водонепроницаемость, морозоустойчивость, сопротивление к проникновению химических веществ. Строительные конструкции из бетона с армированием из стальной фибры особенно эффективны при использовании в регионах с высокой сейсмической активностью. Примерами успешного использования сталефибробетона в строительстве являются:

- монолитные и сборные покрытия дорог, настилы мостов, берегозащитные элементы;
- взлетно-посадочные полосы аэродромов;
- постоянная и временная обделка сводов тоннелей, в том числе и метрополитенов;
- фундаменты под оборудование ударного и динамического действия (тяжелые прессы, молоты, прокатные станы и т.д.);
- конструкции сборного железобетона (сваи, лотки, трубы, шпалы, сборные плиты дорог и промышленных полов, тротуарная плитка различной конфигурации, бордюры, разделительные полосы, водопропускные трубы, шумозащитные панели, тонкостенные покрытия автобусных остановок и т.д.);
- фортификационные сооружения;
- банковские сейфы и хранилища ценностей;

- сборные и монолитные гаражи с высокой устойчивостью к взлому;
- различные конструкции из торкретбетона.

Идея армирования хрупкого бетона стальным волокном – фиброй не нова. Первый в мире патент на фибробетонную конструкцию был получен российским ученым В.П. Некрасовым в 1909 г., а широкое развитие исследования по разработке фибробетонов и методов расчета конструкций из них началось с 1960-х гг. С тех пор проведено множество международных научно-технических симпозиумов, конференций и семинаров, посвященных результатам научных изысканий и практическому применению фибробетонов в строительстве в США, Великобритании, Канаде, ФРГ и других странах.

Уже в 1970-е гг. сталефибробетон получает распространение в США, Великобритании, Австрии для устройства полов в промышленных зданиях. Сегодня более 15 стран мира, среди которых США, Япония, Канада, Германия, Великобритания, Норвегия, Австрия, Новая Зеландия и др., используют в качестве армирующего вещества фибру. По последним данным, 50% промышленных полов в Европе изготовлены из фибробетона.

Основные категории армирующих фибр, существующие в настоящее время: стекло, полипропиленовая фибра, стальная фибра.

Многолетние исследования разновидностей фибры и поведения фибробетонов в различных условиях их использования показывают, что ни один из них не дает таких показателей, как стальная фибра. Целесообразность ее применения заключается в следующем:

- возможность усиления углов (при обычном армировании в углах находится чистый бетон);
- возможность регулирования толщины элемента (при обычном армировании нижняя часть бетона служит только для удерживания арматуры. Таким образом, при армировании фиброй можно уменьшить толщину конструкции);
- 50%-ная экономия времени (в отличие от арматуры для фибры не требуется специальной укладки);
- бетон, армированный фиброй, распределенной в нем во всех направлениях, по свойствам аналогичен бетону с удвоенным количеством арматуры, что гораздо дешевле, чем укладка двойной арматуры;

- при укладке арматуры сначала производится заливка, а затем арматуру поднимают до необходимого уровня. Точность при этом приблизительная. При армировании фиброй возможность ошибки исключена;
- для фибры нет необходимости в специальных расчетах;
- она может применяться в нестандартных конструкциях, где проблематично использовать арматуру (хотя во многих традиционных конструкциях, например при строительстве лестничных пролетов, используется только арматура);
- фибра обладает высокой коррозионной и износостойкостью.

В настоящее время выпускаются следующие разновидности стальной фибры: фибра, полученная экструдированием (вытяжкой) из стального расплава; фибра, строганая из сляба (выпускает с 1994г. ЗАО “Курганстальмост” по лицензии и технологии германской фирмы Vulkan Hargex); фибра, рубленая из стального листа (“Стигма”); проволочная волновая и анкерная фибры.

Наиболее перспективным направлением считается производство высокомодульной проволочной фибры.

Для изготовления проволочной фибры мировые производители используют проволоки с низким и высоким содержанием углерода. Для повышения анкерной способности под действием растягивающей нагрузки применяемая проволока изготавливается с высоким модулем упругости, равным 170 000–270 000 МПа, что увеличивает сопротивление разгибу с деформированных участков фибры под действием растягивающих нагрузок в фибробетоне.

Для увеличения изгибной жесткости в поперечном сечении фибра может иметь плоскую форму. При изготовлении фибры отношение длины отрезка проволоки с деформированными концами к толщине плоской проволоки равно 30–70, а отношение ширины плоской проволоки к толщине – 1,01–3,00. По сравнению с фиброй из обычной проволоки одинаковой толщины, плоская форма проволоки повышает площадь контакта с бетонной матрицей, что дополнительно закрепляет ее в бетоне. Хаотическая ориентация фибры в бетоне обеспечивает повышенную изгибную жесткость в области ребра до 75%, и при плоском расположении фибры значение изгибной жесткости будет выше проволоки с диаметром, соответствующим толщине плоской проволоки.

В качестве примера рассмотрим моменты сопротивления изгибу (W) круглой проволоки диаметром – d и плоской проволоки толщиной $b = d$ и шириной $h = 1,01b$ и $h = 3b$.

Для круглой проволоки:

$$W = \pi d^3/32 = 0,098d^3.$$

Для плоской проволоки:

– при изгибе на ребре

$$W = bh^2/6 \text{ для } h = 1,01b \quad W = 1,01d^3 \text{ для } h = 3b \quad W = 4,5d^3,$$

– при изгибе на плоской части

$$W = hb^2/6 \text{ для } h = 1,01b \quad W = 0,168d^3 \text{ для } h = 3b \quad W = 0,5d^3.$$

Как видно из полученных значений, использование для армирования в бетоне фибры из плоской проволоки дает минимальное увеличение моментов сопротивления изгибу в 1,71 раза.

Для повышения анкерной способности под действием растягивающей нагрузки проволока изготовлена с высоким модулем упругости, равным 170 000–270 000 МПа. Плоская форма проволоки обеспечивает повышенную изгибную жесткость в области ребра и увеличивает площадь контакта с бетонной матрицей, при этом отношение длины отрезка проволоки с деформированными концами к толщине плоской проволоки равно 30–70, а отношение ширины плоской проволоки к толщине – 1,01–3,00.

Промышленное производство стальной анкерной, волновой и микрофибры в Беларуси начал в 2008 г. один из крупнейших мировых производителей металлокорда и проволоки для шин и РТИ – РУП “Белорусский металлургический завод”. На предприятии создан технологический участок по изготовлению стальной фибры из отходов производства проволоки и металлокорда. Основным рынком потребления являются страны Европы и Америки, а в последнее время – Российская Федерация. В Беларуси использование фибробетонов еще только зарождается.

По мнению специалистов лаборатории фибробетонов и фибробетонных конструкций научно-исследовательского, проектно-конструкторского и технологического института бетона и железобетона (ГУП “НИИЖБ”, г. Москва), фибра из отходов бракованного корда из высокоуглеродистой проволоки может использоваться в сталефибробетонных конструкциях в первую очередь по экономической целесообразности. По стоимости она примерно в 3–5 раз дешевле рубленой и фрезерованной фибры. При массовом произ-

водстве возможен выпуск, как из отходов проволочного производства, так и из специально наработанной проволоки. Получаемая фибра должна характеризоваться определенными прочностными параметрами и соотношением диаметр-длина, обеспечивающими стабильные и прогнозируемые свойства сталефибробетона.

Эксперименты, проведенные в лабораторных и промышленных условиях, подтвердили эксплуатационные преимущества фибробетона из отходов проволочного и металлокордного производства.

В настоящее время фибра, изготовленная РУП “БМЗ”, прошла сертификацию в Беларуси и Российской Федерации, продолжается процедура ее сертификации в странах Европы.

Наиболее эффективно использование сталефибробетона в конструкциях, к которым предъявляются требования повышенной трещиностойкости, истираемости, сопротивляемости ударным и знакопеременным нагрузкам. Выгодно его использовать в монолитных, дорожных и аэродромных покрытиях, пролетных строениях мостов, полах промзданий, подпорных стенах, торкретных слоях для облицовки шахт тоннелей и огнезащитных футеровок, фундаментов машин и т. п. Из числа сборных конструкций можно выделить тонкостенные и ребристые плиты покрытий, элементы оболочек и несъемной опалубки, панели стен и перегородок, плиты полов, дорожные и аэродромные плиты, конструкции подземных коммуникаций, сваи, шпалы.

Использование стальной фибры вместо обычной арматуры позволяет перейти к созданию бетонов нового поколения – сталефибробетонов, имеющих по сравнению с обычным бетоном целый ряд существенных преимуществ, включая прочность, трещиностойкость, деформативность. Кроме того это: снижение трудозатрат на арматурные работы; сокращение расхода стали и бетона (расход стальной фибры на 1 куб. м. бетона – 20 кг, вместо 150 кг арматуры); фибра может применяться в нестандартных конструкциях, где проблематично использовать арматуру.

УДК 692.011

Сравнение и анализ выполненных расчетов нормальных сечений элементов по упрощенной деформационной модели и методом предельных усилий

Делендик С.Н.

(Научный руководитель – Коршун Е.Л.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В статье кратко представлен план по анализу расчетов сечений нормальных к продольной оси и этапы выполнения работы.

В работе разрабатывается программа расчета изгибаемых элементов по общей деформационной модели и по методу предельных усилий с использованием объектно-ориентированного языка программирования VBA и электронных таблиц Excel.

На первом этапе планируется разработка программы с графическим пользовательским интерфейсом, приближенным (удобным) для повседневного пользования с использованием пользовательских форм UserForm.

На втором этапе, будет осуществляется отладка и проверка корректности написанной программы расчета нормальных сечений элементов, по упрощенной деформационной модели, и методом предельных усилий.

На третьем этапе будет выполняться расчет различных вариантов нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольной и тавровой формы сечений с различным процентом армирования, и уровнем напряженного состояния, сравнение выполненных расчетов по упрощенной деформационной модели и методом предельных усилий и анализ полученных результатов расчетов.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с.
2. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования. Учеб. пособие для студ. строит. спец. / Под ред. Т.М. Пецольда и В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003. – 380 с.

3. ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий – 207 с.
4. Бондаренко Сергей Валериевич AutoCAD для архитекторов. – М.: «Диалектика», 2009. –592 с.
5. Гарбер Г.З. Основы программирования на Visual Basic и VBA в Excel 2007. – М.:СОЛОН-ПРЕСС,2008. – 192 с.

Возведение монолитных железобетонных пневмокуполов

Донсков Ю.Е.

(Научный руководитель – Коршун Е.Л.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Проблемы проектирования больших по размеру зданий без тяжелых трудоемких покрытий и промежуточных опор поставили перед архитекторами и конструкторами задачу создания легких и прочных сводчатых конструкций. Пространственно изогнутые и тонкостенные, эти конструкции, благодаря непрерывности и плавности геометрических форм обладают свойством равномерного распределения сил по всему сечению. Сама геометрия формы помогает им стать прочнее.

В прошлом веке были разработаны и реализованы в строительстве различные типы монолитных и сборных железобетонных тонкостенных куполов-оболочек сложной конструкции для покрытий большепролетных зданий и сооружений: сферические, зонтичные, ребристые и других видов кривизны.

Уменьшение массы конструкций и сооружений является одной из основных тенденций в строительстве. Снижение массы означает уменьшение объема материала, необходимости его добычи, переработки, транспортировки и монтажа. Поэтому вполне естественен интерес, который возникает строителей и архитекторов к новым формам конструкций, что дает особенно большой эффект при возведении покрытий. В купольных оболочках наиболее полно используются пластические и прочностные возможности материала, что, по сравнению с покрытиями из линейных и плоских конструкций, снижает расход бетона на 30...35% и стали на 20...25%. Так, масса железобетонного ребристого покрытия при сравнительно небольших пролетах составляет 400...500 кг/м перекрываемой площади; масса железобетонных куполов при пролетах 40...50 м составляет около 300 кг/м. Применение большепролетных купольных конструкций дает возможность максимально использовать несущие качества материала и получить за счет этого легкие и экономичные покрытия.

Подобные железобетонные конструкции активно внедряются в таких промышленных и гражданских зданиях, где требуется расположение крупногабаритного оборудования: логистические терминалы, где небольшие пролеты не позволяют двигаться погрузочно-разгрузочной технике, торговые комплексы, спортивные сооружения, автопарки. В практике строительства существует много примеров возведения оригинальных железобетонных конструкций, имеющих сложную форму, что позволяет архитекторам реализовывать самые причудливые проекты.

По индивидуальным заказам могут быть изготовлены надувные опалубки для строительства куполов любой формы: тела вращения (цилиндр, конус, шар, эллипсоид и др.) или другие нетрадиционные объекты. Предельные размеры воздухоопорных пневмонадувных опалубок определяются формой оболочки и используемыми для ее изготовления современными гибкими армированными высокопрочными материалами.

Шаровидные пневматические надувные опалубки применимы при оперативном возведении зданий и сооружений социально-бытового назначения, таких как кафе, дискотеки, киноконцертные комплексы, спортивные арены, ангары и др.

Независимо от назначения и условий эксплуатации пневматических надувных опалубок конструкционные материалы для них должны обладать достаточной (определяемой расчетом) прочностью при испытании на разрыв, малой массой, эластичностью, минимальной газопроницаемостью, свето- и погодостойкостью, негорючестью (по крайней мере, материал должен быть трудновоспламеняемым), достаточным сопротивлением расслаиванию (адгезией) между газосодержащим и армирующим слоями, биостойкостью, тепло- и морозостойкостью. Этим требованиям отвечают композиционные материалы, изготовленные на основе высокопрочных синтетических волокон с газосодержащим слоем из резиновой или термопластичной пленки.

После бетонирования фундамента и подготовки основания расстилают пневмоопалубку и крепят ее к анкерам. Сверху раскладывают гибкие тканевые лепестки и крепят их к вершине пневмоопалубки. На разостланную пневмоопалубку последовательно укладывают слои облицовки, паро-, тепло- и гидроизоляции, гибкую сварную сетку и бетонную смесь. До начала схватывания цемента в

пневмоопалубку подают вентиляторами воздух для создания в ней избыточного давления. По мере наполнения пневмоопалубки воздухом, гибкие тканевые лепестки вместе с уложенными на них материалами наползают на пневмоопалубку, изгибаясь и приобретая проектную форму. Швы между лепестками купола заделывают сразу после окончания подъема пневмоопалубки в проектное положение. Для ускорения процесса твердения бетона его прогревают теплым воздухом, который вырабатывает теплогенератор; теплый воздух подается в пространство между твердеющим бетоном и накрывающим его сверху теплоизоляционным полотнищем по системе распределительных воздуховодов.

Разметка монтажной площадки в плане производится в соответствии с разметочной схемой. На ней указано расположение анкеров, шлюзов, воздуходувной установки и других устройств, обеспечивающих монтаж надувной опалубки. Сборку каркасов, шлюзов и установку их на монтажной площадке можно производить параллельно с другими подготовительными работами. Аккуратно выполненная и точная разметка площадки намного сокращает сроки и облегчает проведение монтажных работ по возведению надувной пневматической опалубки.

Края оболочки подтягивают вплотную к линии закрепления и расправляют так, чтобы каждый анкер располагался против соответствующей ему петли, выреза или другого устройства на силовом поясе оболочки.

Крепление оболочки надувной опалубки к анкерному ленточному фундаменту осуществляется при помощи силового пояса, пришитого к краям оболочки по всему периметру крепления, стальных обвязочных труб и анкеров. В большинстве случаев силовой пояс представляет собой двухслойный тканевый рукав, в котором через равные промежутки имеются вырезы, соответствующие местам расположения анкеров на опорном контуре. Силовой пояс обеспечивает передачу анкерам через обвязочные трубы растягивающих усилий, возникающих в оболочке от избыточного давления.

По окончании монтажа оболочку наполняют воздухом до принятия ею проектного положения.

Чтобы избежать повреждения оболочки, ее желательно наполнять в безветренную погоду или при слабом ветре. В процессе наполнения оболочки заданного избыточного давления необходимо

тщательно следить за анкерровкой, не допуская рассоединения обвязочных труб и выхода из строя анкеров, так как это может вызвать повреждение конструкции оболочки надувной опалубки.

В состав комплекта воздухоопорных пневматических надувных опалубок входят: мягкая воздухонепроницаемая оболочка, каркасы и тенты шлюзов, анкера, обвязочные трубы, воздуходувная установка, электротехнические устройства и измерительная аппаратура.

Преимуществами воздухоопорных конструкций пневматических надувных опалубок перед другими типами являются: относительно низкая стоимость; легкость и компактность; простота обслуживания; возможность перекрытия больших пролетов; несложность и кратковременность монтажа и демонтажа; повышенная стойкость к внешним нагрузкам; максимальная безопасность эксплуатации опалубки вследствие низкого избыточного рабочего давления нагнетания. К недостаткам конструкций этого вида относятся: необходимость постоянной (возможно автоматической) подкачки оболочки и опасность ее опускания в случае отключения воздуходувки «Monolithic Domes».

Уникальные монолитные здания, названные Monolithic Domes, американская компания строит уже почти сорок лет. Сегодня эти куполообразные сооружения можно увидеть в любом штате США, в Канаде, Европе, Азии, Африке, Южной Америке и Австралии. Необычная технология позволяет возводить здания любых размеров практически в любой климатической зоне. Универсальная форма монолитных куполов может быть приспособлена под частные дома, школы, спортивные залы, производственные цеха, церкви, склады и другие назначения.

Вначале строится железобетонное основание дома нужной формы. Затем на основании фиксируется и надувается прочный каркас Airform, который и определяет форму и размер монолитного купола. Изнутри устанавливаются специальные рамы по месту будущих окон и дверей, которые защищают каркас от бетонирования. На следующей стадии на каркас изнутри распыляется полиуретановая пена с прекрасными изоляционными характеристиками. После твердения изоляционного слоя устраивается металлический арматурный каркас, на который через специальное сопло набрызгивается бетонная смесь (шоткрит). Таким образом, удается быстро со-

здать монолитное здание куполообразной формы без дорогостоящих монтажных работ и традиционного бетонирования в опалубке.



Рисунок 1. Этапы возведения купольного сооружения

Monolithic Domes обладают всеми преимуществами монолитных зданий. Они не боятся огня, превосходно противостоят ураганам и землетрясениям, предохраняют дом от проникновения грызунов и термитов. Но у этих бетонных зданий имеются особые достоинства, которых нет у монолитных строений традиционной формы. Уникальная куполообразная конструкция позволяет сэкономить 50% энергопотребления на отопление или кондиционирование зданий.

Вкупе с легкостью эксплуатации и долговечностью конструкции Monolithic Domes представляют прекрасную альтернативу традиционному дому для проживания в любой местности, включая труднодоступные для традиционного строительства ландшафты. На основе универсальной купольной технологии можно строить дома различного дизайна, а также садовые домики, дачные кабинеты, гаражи и даже беседки

Одно из наиболее красивых монолитных зданий по технологии Monolithic Domes – резиденция Garlock в Колорадо, построенная в 2008 году (см. рис. 2). Для строительства использованы два купола разного размера: диаметром 15,2м для жилого дома и диаметром 9,8м - для гаража. Гараж расположен на 2,7м выше дома на склоне холма, и увязан в общий ансамбль с главной конструкцией. Рядом с воротами в гараж располагается калитка, ведущая к боковому входу в резиденцию.



Рисунок 2. Резиденция Garlock в Колорадо.

ЛИТЕРАТУРА

1. www.grantsroy.com/index.
2. www.fips.ru
3. www.alldomes.ru
4. www.betony.ru
5. Зигель К. Структура и форма в современной архитектуре. Пер. с нем. – М.: 1982. – 134 с.
6. Журнал "Chalets & Maisons Bois" (Франция).

УДК 624.012

**Сравнительный анализ ограждающих конструкций из
штучных материалов и стеновых панелей на основе
стекломагнезитовых листов**

Дубатовка А.И.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В настоящее время доминирующие объемы жилья в республике возводятся в индустриальном исполнении. Применение элементов заводского изготовления из железобетона позволяет снизить стоимость и сократить сроки строительства.

Применение для сборного железобетона в качестве ограждающих конструкций лёгких строительных панелей (ПСЛ) заводской сборки размером на ячейку фасада, с максимальной готовностью наружной отделки в соответствии с архитектурными решениями, позволит до 5 раз снизить вес ограждающих конструкций.

Предлагаемая панель в комплекте с соединительными элементами полной заводской готовности позволит всесезонно в короткие сроки производить заполнение ограждающими конструкциями монолитных, сборно-монолитных, железобетонных и металлических каркасов зданий.

Применение стеновых панелей позволит получить следующие преимущества (табл. 1):

снижение материалоемкости и стоимости ограждающих конструкций;

большая точность размеров строительных изделий;

уменьшение количества «мокрых» процессов;

улучшение параметров микроклимата в помещении;

реализация разнообразных архитектурных решений, возможность получения не только плоских, но и криволинейных поверхностей;

сокращение сроков и перерывов в строительном процессе (все материалы поставляются в комплекте);

уменьшение массы строительных изделий и деталей (до 5 раз легче традиционных конструкций).

Таблица 1.

№	Наименование показателей	Стены из штучных материалов			Панель строительная лёгкая (ПСЛ) + шуба (140 мм + 50 мм)
		Кирпич керамический поризованный + шуба (минвата) (250 мм + 100 мм)	Газосиликат (500 мм)	Газосиликат + шуба (минвата) (400 мм + 30 мм)	
1	Стоимость 1м ² ограждающих конструкций (в ценах 2011 г.), руб.	869 898	812 007	857 076	724 410 ----- 83%...89%
2	Затраты труда на 1м ² (с монтажом), чел/час	21,53	19,09	20,67	5,48 ----- 25%...29%
3	Коэффициент теплопередачи, (м ² .°С/Вт)	2,66	3,21	3,28	3,25
4	Вес 1м ² ограждающих конструкций, кг	460	290	285	80 ----- 17%...28%
5	Стоимость 1м ² (\$, на 30.06.2011 г.)	175	164	173	146 ----- 83%...89%

Строительная панель - многослойная панель, используется для устройства наружных и внутренних самонесущих стен надземных жилых этажей, а также для надстраиваемых этажей зданий в районах с расчетной температурой наружного воздуха до минус 40°С, с применением изделий поэлементной сборки по ТКП 45-3.02-156.

ПСЛ может быть поэтажно-опертой или навесной. ПСЛ производится и поставляется для монтажа с защитно-декоративным покрытием и без него, изготавливаются в виде неразборной или сборно-разборной конструкции.

Основная конструкция ПСЛ (рис.1) – полносборная многослойная. Каркас панели (1, 2) металлический и состоит из холодногну-

тых профилей только С-образного сечения. Профили П-образного сечения и профили с просечками (так называемые «термопрофили») не используются. Направляющие и стоечные профили каркаса жестко фиксируются в узле соединения и скрепляются заклепками, винтами или пайкой. На профиль крепится огнестойкий уплотнитель (5), убирающий «мостики холода».

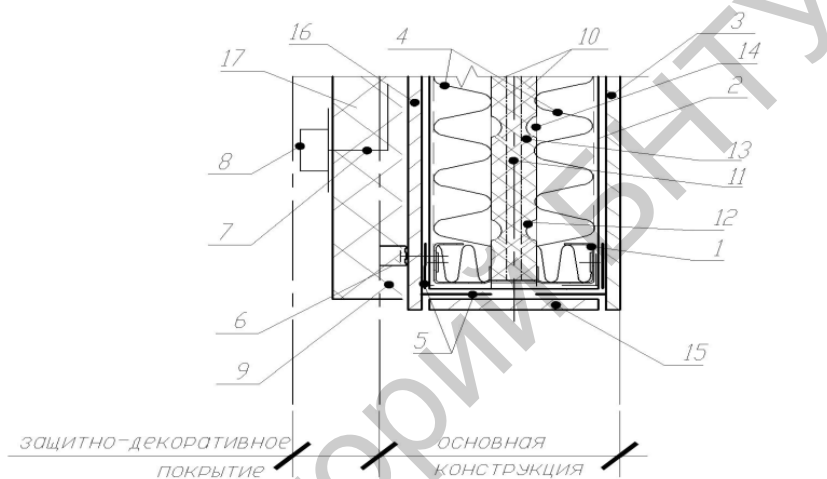


Рисунок 1. Основная конструкция панели строительной легкой

В панели применен 3-х слойный теплоизоляционный слой: с двух сторон целлюлозный изоляционный материал ЭКОВАТА (4), в середине температурно-влажнорегулирующая вставка из экструзионного пенополистирола (ЭПП) (10) и внутренние воздушные камеры. Для регулирования микроклимата (воздушными потоками) и влажностного режима (отводом конденсата) существует внутренняя дренажная система (10), находящаяся между слоями ЭКОВАТЫ и сборными деталями внешнего (16, 15) и внутреннего (3) облицовочного слоев ПСЛ. Облицовочный слой выполнен из стекломagneзитовых листов СМЛ и является конструкционной противопожарной защитой внутренней системы тепловой и звуковой изоляции ПСЛ. На облицовку нанесен дополнительный слой ЭКОВАТЫ, по которому устраивается фасадное финишное покрытие.

Основными показателями, полученными в результате испытаний опытных образцов основной конструкции ПСЛ, являются следующие:

- по огнестойкости RE 45 и по классу пожарной опасности K1;
- по сопротивлению теплопередаче $R=3.25 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$;
- по звукоизоляции 50 дБ.

При необходимости, более высокие показатели достигаются за счет применения в защитно-декоративном покрытии дополнительных слоев теплоизоляции и внешней отделки.

В настоящее время разрабатываются рекомендации по применению панелей, содержащие практические решения, использование которых обеспечивает выполнение требований строительных норм, предъявляемых к ограждающим конструкциям с применением ПСЛ при их проектировании и монтаже.

Предложенный вариант ограждающей конструкции создан с учетом сложившейся ситуации в строительном комплексе Республики и не претендует на монопольную универсальность. В то же время он содержит достаточно серьезный потенциал для совершенствования и решения задач, поставленных перед строительной наукой.

ЛИТЕРАТУРА

1. Здания и сооружения, возводимые с применением изделий панельной сборки. Правила проектирования и устройства: ТКП 45-3.02-156-2009 – Минстройархитектуры РБ, Минск 2009. – 26 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с.
3. Брудка Я., Лубиньски М. Легкие стальные конструкции. Изд. 2-е, доп. Пер. с польск. под ред. С.С. Кармилова. – М.: Стройиздат, 1974. – 342 с.
4. Ушков Ф.В. Теплотехнические свойства крупнопанельных зданий и расчет стыков. – М.: Стройиздат, 1967. – 240 с.

Сравнительный расчет монолитной колонны по СНБ 5.03.02-01 и ТКП EN 1992-1-1-2009

Завадский В.Ю.

(Научный руководитель – Смех В.И.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Для сравнительного анализа методик определения эксцентриситетов и расчетных моментов, действующих в сечении внецентренно сжатого железобетонного элемента, согласно требованиям СНБ 5.03.01-02 и ТКП EN 1992-1-1-2009 была выбрана колонна подвала многоэтажного жилого дома в микрорайоне «Лебяжий».

Исходные данные для проектирования

Класс среды по условиям эксплуатации – ХС1. Бетон класса $C^{25}/_{30}$. Продольная арматура класса S500. Размеры сечения $b \times h = 400 \times 800$ мм; высота этажа $H_{эт} = 3500$ мм. Расчетные усилия от полной нагрузки $N_{Sd} = 3962,3$ кН, $M_{Sd} = M_{max} = 209,9$ кНм, $M_{min} = 44,66$ кНм, усилие от практически постоянного сочетания нагрузок $N_{Sd,lt} = 3616,3$ кН. Армирование колонны – симметричное.

Общий ход расчета в соответствии с СНБ 5.03.02-01

1) Определение гибкости элемента

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}}; \quad \lambda = \frac{l_0}{i};$$

Расчетная длина колонны l_0 определяется по формуле (п. 7.1.3.8 [1])

$$l_0 = \beta \cdot l_{col},$$

где $\beta = 1$ – коэффициент, зависящий от характера закрепления концов стойки;

2) Проверка необходимости учета продольного изгиба (п. 7.1.3.16 [1])

$$\lambda \leq 34 - 12 \cdot \frac{M_{min}}{M_{max}};$$

Если условие выполняется, то влияние продольного изгиба колонны можно не учитывать. Расчет в этом случае ведется с учетом случайного эксцентриситета (см. ниже).

3) Определение коэффициента увеличения момента в гибких стержнях (п. 7.1.3.14 [1])

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - N_{sd} / N_{crit}}, \text{ принимается не более } 2,5;$$

где N_{crit} – критическая продольная сила

$$N_{crit} = \frac{6,4E_{cm}}{l_0^2} \left[\frac{I_c}{k_{lt}} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right],$$

$$\text{здесь } k_{lt} = 1 + \beta_1 \cdot \frac{M_{lt} + N_{lt}(0,5h - c)}{M_{sd} + N_{sd}(0,5h - c)} \leq 1 + \beta_1,$$

β_1 – коэффициент, зависящий от вида бетона (для тяжелого бетона равен 1,0);

M_{lt}, N_{lt} – усилия в расчетном сечении колонны от действия практически постоянного сочетания нагрузок;

M_{sd}, N_{sd} – усилия действия расчетного сочетания нагрузок;

I_s – момент инерции арматуры, определяется с учетом принимаемого коэффициента армирования ρ

$$I_s = b \cdot h \cdot \rho (0,5h - c)^2;$$

$\delta_e = e_0/h$ – относительный эксцентриситет.

4) Определение изгибающих моментов с учетом продольного изгиба (п. 7.1.3.14 [1]).

Влияние прогиба колонны учитывается путем увеличения изгибающих моментов, определенных из статического расчета, для сечений у концов колонны и в средней трети ее длины

$$M_{sd} = \eta_{ns1} \cdot M_1 \cdot C_m;$$

$$M_{sd} = \eta_{ns2} \cdot M_2;$$

где M_1 – изгибающий момент у конца колонны (M_{max});

M_2 – наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины колонны;

η_{ns1}, η_{ns2} – коэффициенты увеличения момента у конца колонны и в пределах средней трети длины колонны соответственно;

C_m – коэффициент, учитывающий влияние закрепления колонны, препятствующего развитию продольного изгиба

$$C_m = 0,6 \pm \left| \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right| \geq 0,4$$

5) Определение расчетных эксцентриситетов (п. 7.2.1.11 [1])

$$e_{0\eta} = e_{c1} + e_a,$$

где e_a – случайный эксцентриситет, принимаемый как наибольшая величина из $\{l_0/600, h/30, 20\text{мм}\}$;

$$e_{c1} = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}},$$

здесь M_{Sd} – полный расчетный момент в сечении колонны с учетом продольного изгиба, принимается как наибольшее значение

Эксцентриситет относительно растянутой арматуры с учетом продольного изгиба

$$e_{s1} = e_{0\eta} + 0,5h - c;$$

Изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры с учетом продольного изгиба

$$M_{Sd,1} = N_{Sd} \cdot e_{s1}.$$

5) Относительная продольная сила и относительный момент

$$\alpha_n = \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}; \quad \alpha_{m,1} = \frac{M_{Sd,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

Расчет армирования колонны по ТКП EN 1992-1-1-2009

Расчет выполняется методом, основанным на номинальной жесткости (п. 5.8.7 [2]).

1) Определение гибкости элемента:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}}; \quad \lambda = \frac{l_0}{i};$$

Расчетная длина колонны l_0 определяется по формуле

$$l_0 = \beta \cdot l_{col},$$

где $\beta = 1$ – коэффициент, зависящий от характера закрепления концов стойки;

2) Определение необходимости учета ползучести бетона
(п. 5.8.3.1 [2])

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}};$$

где A – в первом приближении принимается равным 0,7;

B – при подборе арматуры принимается равным 1,1;

C – принимается равным 0,7

Относительное продольное усилие

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}},$$

здесь A_c – площадь поперечного сечения колонны;

Если $\lambda > \lambda_{lim}$, необходимо учитывать ползучесть бетона.

3) Определение эффектов первого и второго порядка.

Суммарный эксцентриситет определяется по формуле

$$e_{tot} = e_0 + e_1,$$

где $e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$ – начальный эксцентриситет,

e_1 – эффект первого порядка (случайный эксцентриситет), принимается как наибольшее значение из $\{l_0/400, h/30, 20\text{мм}\}$.

Расчётное значение модуля упругости

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE} \cdot (1 + \varphi_{ef})},$$

где γ_{CE} принимается равным 1,2;

φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести бетона, определяется по формуле

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} \cdot N_{Ek, l} (e_0 + e_1)}{N_{Ed} (e_0 + e_1)},$$

здесь $\varphi_{(\infty, t_0)}$ – предельная характеристика ползучести (определяется по номограммам, п. 3.1.4 [2]);

$N_{Ek, l} (e_0 + e_1)$ – продольная сила с учетом эффекта первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок (предельное состояние по эксплуатационной пригодности);

$N_{Ed}(e_0 + e_1)$ – продольная сила с учетом эффекта первого порядка при расчетном сочетании нагрузок (предельное состояние по несущей способности).

Номинальная жесткость колонны (п. 5.8.7.2 [2])

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

здесь E_{cd} , E_s – расчетные величины модулей упругости бетона и арматуры;

I_c , I_s – моменты инерции сечения бетона и арматуры;

K_c – коэффициент, учитывающий влияние ползучести;

K_s – коэффициент, учитывающий влияние арматуры.

Принимаем начальный коэффициент армирования

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot 100\% \geq 1\%.$$

Тогда

$$K_s = 0, \quad K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}}.$$

Критическая сила определяется по формуле

$$N_b = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}.$$

Общий расчётный момент, с учётом эффектов первого (случайный эксцентриситет) и второго (ползучесть) порядков, рассчитывается по формуле (п. 5.8.7.3 [2])

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{N_B / N_{Ed} - 1} \right];$$

где $M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot (e_0 + e_1)$ – момент с учетом эффектов первого порядка.

β – коэффициент, который зависит от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядка;

N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия;

N_B – критическая сила, определенная на основе номинальной жесткости;

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0},$$

здесь c_0 – коэффициент, зависящий от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядка (при симметричном треугольном распределении $c_0 = 12$).

Эксцентриситет действия силы и изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$e_{s1} = \frac{h}{2} - c + \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}, \quad M_{Ed,1} = N_{Ed} \cdot e_{s1}.$$

4) Относительная продольная сила и относительный момент:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}, \quad \alpha_{m,1} = \frac{M_{Ed,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

По результатам сравнительных расчетов, проведенных в соответствии с методиками отечественных [1] и Европейских норм [2], были получены значения расчетных изгибающих моментов, отличающиеся друг от друга на 19,3% (1742,1 кНм по [1] и 2159,8 кНм по [2]). Армирование колонны (3Ø20 класса S500) подбиралось по минимальному проценту армирования, т.к., расчетные значения площади арматуры получились отрицательными.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01–02 Бетонные и железобетонные конструкции (с изменениями №№ 1...5). – Минск, МАиС РБ.
2. ТКП EN 1992-1-1-2009. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, МАиС РБ. 2010.

Применение сборных железобетонных колонн в каркасных зданиях из монолитного железобетона

Запрудский Е.В.

(Научный руководитель – Пецольд Т.М.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Конструктивная система зданий повышенной этажности должна обладать надежностью каждого конструктивного элемента, быть устойчивой к прогрессирующему обрушению здания при локальных повреждениях несущих конструкций. С другой стороны, должна быть обеспечена необходимая свобода планировочного решения здания. Также возведение зданий должно быть технологичным, с использованием ограниченного комплекта опалубки.

В результате анализа вышеперечисленных требований, а также архитектурного задания была выбрана каркасная система из монолитного железобетона. Конструктивная схема – жесткая. Жесткость в горизонтальном направлении обеспечивается плитами перекрытия. В вертикальном направлении нагрузки воспринимают колонны.

Данная схема удачно вписалась в планировку здания, а также обеспечивает высокую горизонтальную и вертикальную жесткость постройки в целом.

В сочетании с завершающими элементами здание повышенной этажности должно отвечать современным архитектурным требованиям.

На стадии дипломного проектирования, конструктивное решение фундамента здания, рассматривается условно, так как отсутствуют реальные данные о площадке строительства данного объекта. Принято, что здание монтируется на фундаментах стаканного типа. Кроме надземных этажей, предусмотрен подземный этаж, эксплуатируемый как технический. Стены (ядра жёсткости) самого нижнего этажа имеют значительное утолщение у основания. Это обусловлено защитой от больших продавливающих напряжений, передающихся на фундаментную плиту.

Колонны запроектированы сборные железобетонные на 2 этажа.

Сборные колонны в зоне соединения с монолитной железобетонной плитой перекрытия имеют разрывы, равные по высоте тол-

щине диска перекрытия. Узловое соединение колонн ведется на соединительных муфтах, что позволяет исключить ванную сварку и упростить процесс монтажа.

Изготовление таких колонн в заводских условиях позволяет добиться одинаковой прочности по всей высоте колонны, увеличение марки бетона, что в свою очередь, позволяет сократить количество требуемой арматуры. В зимнее время отказываемся от прогрева.

Экономия по времени монтажа одного этажа составляет, приблизительно, 3 дня относительно устройства колонн из монолитного железобетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01.02 «Бетонные и железобетонные конструкции»
2. Пецольд Т.М., Тур В.В. "Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования.

УДК 624.012

Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов по белорусским и зарубежным нормам

Ильенков О. В.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Целью работы является сопоставление результатов расчета нормальных сечений балочной плиты перекрытия по нормам РБ (СНБ 5.03.01-02), РФ (СНиП 2.03.01-84) и европейским нормам (BAEL-91, CP-110, ДИН 1045, АСИ 318-83).

Общие положения расчета нормальных сечений по СНБ 5.03.01-02

- растянутый бетон из работы выключается;
- соблюдение гипотезы плоских сечений;
- фактическая эпюра напряжений в сжатом бетоне заменяется на прямоугольную равновеликую по площади;
- предельное усилие в бетоне сжатой зоны принимается равным расчетному сопротивлению бетона на сжатие f_{cd} , сжимающие напряжения считаются равномерно распределенными по высоте условной сжатой зоны сечения;
- предельное усилие в арматуре растянутой зоны принимается равным расчетному сопротивлению арматуры на растяжение при высоте условной сжатой зоны $x_{eff} < x_{eff,lim}$;

Условие равновесия записывается:

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot S_c + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1);$$
$$\Sigma X = 0, \quad f_{yd} \cdot A_{s1} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} + f_{yd} \cdot A_{s2}.$$

Общие положения расчета нормальных сечений по СНиП 2.03.01-84

Расчетные положения согласно СНиП 2.03.01-84 не имеют особых отличий от СНБ. Условие равновесия записывается:

$$M \leq M_{ult} = R_b S_b + R_{sc} A_s Z_s;$$
$$R_b A_b + R_{sc} A_s - \sigma_s A_s \pm N = 0.$$

Общие положения расчета нормальных сечений по ВАЕЛ-91

При расчете конструкций в предельном состоянии принимается, что диаграмма деформаций сечения представляет собой прямую, проходящую через одну из трех точек (А, В, С).

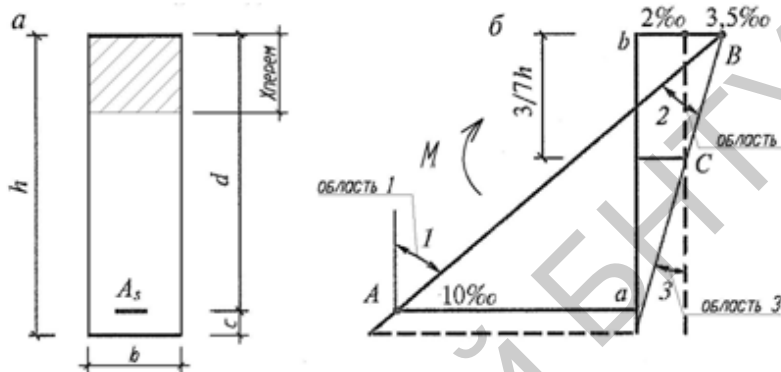


Рисунок 1. Нормальное сечение (а) и расчетные эпюры (б) деформаций в нормальном сечении

В рассматриваемой диаграмме выделяют три характерные области. Область 1 – случай, когда эпюра проходит через точку А, соответствующую удлинению арматуры, равному 10‰. Область 2 – случай, когда эпюра проходит через точку В, соответствующую относительному укорочению бетона сжатой зоны, равному 3,5‰. Область 3 – случай, когда эпюра проходит через точку С, соответствующую относительному укорочению бетона сжатой зоны, равному 2,0‰, расположенную на расстоянии $3/7h$ от более сжатой фибры сечения.

Условие равновесия записывается:

$$M \leq M_u = f_{bc} b d^2 \mu;$$

$$\sigma_s A_s = 0,8 y f_{bc} b,$$

где f_{bc} – напряжение в бетоне сжатой зоны элемента прямоугольного поперечного профиля,

M – изгибающий расчетный момент в сечении,

M_u – изгибающий момент воспринимаемый сечением.

Вначале вычисляют табличный коэффициент $\mu = \frac{M}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2}$ и по

таблицам находят значения коэффициентов α и β . По значению ко-

эффициентов определяют в какой области находится эпюра, находят деформации и напряжения в арматуре. Требуемое количество арматуры определяется по формуле: $A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$.

Общие положения расчета нормальных сечений по СР 110

В общем случае для элементов с одиночным армированием условие равновесия записывается (табл. 1):

$$M \leq M_u = 0,15 f_{cu} b d^2;$$

$$0,85 f_y A_s = 0,4 f_{cu} b x,$$

где f_{cu} – характеристическая прочность бетона на сжатие.

Если $\frac{M}{b \cdot d^2} < 0,15 f_{cu}$, то перераспределение усилий составляет от 0 до 10% и обычно отношение x/d ограничивают значением 0,5. Если $\frac{M}{b \cdot d^2} > 0,15 f_{cu}$, то требуется установка арматуры в сжатой зоне.

Общие положения расчета нормальных сечений по ДИН 1045

При расчете используется метод трех областей, но в отличие от норм ВАЕЛ предельные деформации арматуры составляют 5‰.

Условие прочности элемента записывается (таблица 1):

$$M < M_u / \gamma, \text{ где } M_u = \beta_R b h^2 m_{s2,u};$$

$\gamma = 1,75 - 2,10$ в зависимости от характера работы элемента;

β_R – расчетное сопротивление бетона на сжатие;

$m_{s2,u}$ – приведенный изгибающий момент внутренних усилий, вычисленный относительно центра тяжести растянутой арматуры;

M_{s2} – расчетный изгибающий момент внешних сил относительно центра тяжести растянутой арматуры.

При расчете сечений вычисляют приведенный нормативный момент сечения: $m_{s2} = \frac{M_{s2}}{b \cdot h^2 \cdot \beta_R}$. В зависимости от m_{s2} определяют к какой области относится работа конструкции.

$$\text{Требуемое количество арматуры: } A_{s2} = \frac{1,75}{\beta_s} \left(\frac{M_{s2}}{Z} + N \right),$$

где: Z – плечо внутренней пары сил;

N – продольная сила при внецентренном нагружении.

Общие положения расчета нормальных сечений по АСИ 318-83

При изгибе условие равновесия имеет вид (табл. 1):

$$M_u \leq \gamma_i M_n = \gamma_i \mu_n 0,85 f_c' b d^2$$
$$f_y A_s = 0,85 f_c' \beta_1 c b,$$

где: γ_i – общий коэффициент надежности по материалам,
 f_c' – сопротивление бетона сжатию.

А следовательно требуемое количество арматуры будет:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_i \cdot Z \cdot f_y}, \text{ максимальный процент армирования принимается}$$

из условия $\rho_{max} = 0.75 \rho_b$, ρ_b - процент армирования, соответствующий стадии уравновешенных деформаций.

Сравнение полученных результатов

При расчете конструкций по первой группе предельных состояний используются следующие основные гипотезы:

1. Бетон растянутой зоны не учитывается, все усилия в этой зоне воспринимаются арматурой.
2. Отсутствует проскальзывание арматуры относительно бетона, т.е. материалы деформируются совместно.
3. Предельные деформации укорочения бетона принимаются:
 - по нормам ВАЕЛ-91, СР-110, ДИН-1045, СНБ-02 равными 3.5‰;
 - по нормам АСИ 318-83 равными 3‰ и по нормам СНиП-84 равными 2‰.
4. Максимальное удлинение арматуры принимается равным 10‰ по нормам ВАЕЛ-91, 5‰ по нормам ДИН-1045, по нормам СР 110, АСИ 318-83, СНБ-02 и СНиП-84 не нормируется.
5. Во всех нормах используется гипотеза плоских сечений.
6. Для анализа работы изучаемого сечения вычисление величины деформаций и напряжений в бетоне и арматуре по нормам ВАЕЛ-91, ДИН-1045 применяется метод трех областей. В нормах СР 110 и АСИ 318-83 напряженное состояние анализируется на основании гипотезы плоских сечений.

7. Криволинейная эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны заменяется эквивалентной прямоугольной, если сечение частично сжато или частично растянуто.

Таким образом во всех рассмотренных нормах при расчете используются практически одни и те же исходные предпосылки, основанные на гипотезе плоских сечений. Тогда для наиболее распространенных случаев расчета при прочих равных условиях (одинаковые расчетные нагрузки и расчетные сопротивления бетона и арматуры) при расчетах по всем нормам должны быть получены близкие результаты.

Таблица 1. Распределение напряжений в нормальном сечении

СНБ-02		СНиП-84	
$\xi = x_{ef}/d$ $\alpha_w = \xi(1 - 0,5\xi)$ $M_{sw} = \alpha_w f_{sc} S_s$ $M_s < M_{sw}$		$N_s = R_s A_s$ $N_s = R_s bx$ $\xi = x/h_0$ $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$ $M_s = \alpha_m R_s b h_0^2$ $M \leq M_s$	
ВАЕЛ-91	СР 110	ДИН-1045	АСИ 318-83
$\epsilon_b = 3,5\%o$ $\epsilon_s \leq 10\%o$	$\epsilon_b = 3,5\%o$ ϵ_s	$\epsilon_b = 3,5\%o$ $\epsilon_s \leq 5\%o$	$\epsilon_c = 3\%o$
$N_s = \sigma_s A_s$ $N_s = 0,8 y f_{sc} b$ $f_{sc} = 0,85 f_{cm} / \gamma_b$ $\alpha = y/d$ $\mu = 0,8 \alpha (1 - 0,4 \alpha)$ $M_s = \mu f_{sc} b d^2$ $M \leq M_s$	$F_s = 0,85 f_y A_s$ $F_{bc} = 0,4 f_{sc} b x$ $M_s = 0,4 f_{sc} b x (d - x/2)$ $x = 0,5 d$ $M_s = 0,15 f_{cm} b d^2$ $M \leq M_s$	$Z_s = \sigma_s A_s$ $D_s = k_s b h \beta_g$ $k_x = x/h$ $k_y = k_x \beta_g$ $m_{a,w} = 0,8 k_x (1 - 0,4 k_x)$ $M_{a,w} = \beta_g b h^2 m_{a,w}$ $M \leq M_{a,w} / \gamma$	$F_s = f_y A_s$ $C = 0,85 f'_c \beta_1 c b$ $\alpha = c/d$ $\mu_n = \alpha \beta_1 (1 - \alpha \beta_1 / 2)$ $M_n = \mu_n 0,85 f'_c b d^2$ $M_u = \gamma M_n$

Таблица 2. Сравнение результатов расчета нормальных сечений

Характеристика	Значение по нормам					
	СНБ-02	СНиП-84	ВАЕЛ-91	СР 110	ДИН-1045	АСИ 318-83
Расчетный изгибающий момент, кНм	59,5	50,15	59,50	62,01	43,31	62,70
Требуемая площадь арматуры, A_s , см ²	8,61	7,29	8,74	11,18	9,72	8,67
Соотношение требуемой арматуры, %	100	84,67	101,51	129,85	112,89	100,70

Полученные результаты свидетельствуют о наименьшем требуемом количестве арматуры при расчете плиты по нормам России. Наибольший расход получается по нормам СР 110. Расход по нормам ВАЕЛ-91 и АСИ 318-83 отличается незначительно.

Таким образом, при проектировании конструкций по нормам РБ расход арматуры получается меньшим, чем по европейским нормам, т. е. требуется повышенный контроль за качеством используемых материалов и выполнением строительных работ.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Колмогоров А. Г., Плевков В. С. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам: Учебное издание. –М: Изд-во «АСВ», 2011. –496 с .
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. С изменениями № 1, 2, 3, 4.

УДК 624.04-048.26

**Оценка технического состояния строительных конструкций
производственного корпуса КУП "Минский мясокомбинат"
по ул.Солтыса, 187 в г.Минске в связи с реконструкцией**

Иолоб К.Е.

(Научные руководители – Шилов А.Е., Евсеева Е.А.)
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Настоящая работа выполнена с целью оценки параметров и фактического состояния основных строительных конструкций производственного корпуса КУП "Минский мясокомбинат" по ул.Солтыса, 187 в г.Минске в связи с перепрофилированием под производство столярных изделий ОАО "Минскдрев", длительной эксплуатацией, нахождением здания в незаконсервированном состоянии и намечаемой его реконструкцией.

При этом выполнено следующее:

- изучение имеющейся документации;
- общее обследование рассматриваемого здания с фиксацией и оценкой имеющихся дефектов;
- детальное выборочное обследование конструкций с определением фактических геометрических и прочностных параметров конструкций, их армирования и технического состояния с использованием электронных приборов неразрушающего контроля; выполнены необходимые вскрытия конструкций;
- обработка и анализ полученных данных, оценка соответствия конструкций проекту и разработка выводов, рекомендаций по исправлению имеющихся дефектов конструкций.

**Архитектурно-планировочное и конструктивное
решение здания**

Здание построено в 1974 г. по проекту № 13-19/70, разработанному Минским филиалом института "Ленгипромясо" на основе привязки проекта Московского мясоперерабатывающего завода № 1 (и-т "Гипромясо" г.Москва, объект № 2150-01) с некоторыми конструктивными изменениями, связанными с применением конструкций, выпускаемых промышленностью БССР.

Основное здание главного производственного корпуса имеет размеры в плане 126,28м*48м. Здание 4-х этажное, высота этажа 4,8м. Фундаменты каркаса запроектированы столбчатыми стаканного типа из монолитного железобетона. Под кирпичные стены запроектированы сборные железобетонные фундаментные балки по серии КЭ-01-23, в.1. Наружные стены – толщиной 510 и 380 запроектированы из красного полнотелого кирпича пластического прессования М-75 на растворе М-25 с облицовкой фасадных поверхностей лицевым кирпичом под расшивку шов. Заполнение оконных проемов принято из алюминиевых переплетов.

Каркас здания, образуемый колоннами, межколонными и пролетными плитами, принят из типовых сборных железобетонных конструкций многоэтажных промышленных зданий с безбалочными перекрытиями по серии 1.420-25. Сетка колонн 6*6 м.

Основу агрессивного воздействия на строительные конструкции главного производственного корпуса МПЗ составляли органические вещества разложения крови, животных жиров.

Учитывая длительный срок нахождения здания в не законсервированном состоянии после прекращения его эксплуатации и изменение нормативных требований к конструкциям и нагрузкам с момента разработки базового проекта, для проектирования намечаемой реконструкции с изменением назначения здания и разработки технических решений по исправлению дефектов, выполнено детальное обследование здания, включающее необходимые измерения и испытания.

Конструктивная схема здания принята по серии 1.420-25 "Конструкции многоэтажных промышленных зданий с безбалочными перекрытиями" в виде сборно-монолитного железобетонного каркаса с самонесущими продольными и несущими поперечными кирпичными стенами. Каркас рамный в продольном и в поперечном направлениях и состоит из колонн поэтажной разрезки, капителей и пролетных плит, опертых по контуру на межколонные плиты.

Сетка колонн 6,0*6,0 м. Жесткие соединения сборных элементов в узлах сопряжения образуются путем сварки закладных деталей и выпусков арматуры с последующим замоноличиванием. По проекту временные длительные равномерно-распределенные расчетные

нагрузки на различных участках перекрытий первого-третьего этажей здания составляют: 600, 1200 и 1800 кгс/м².

На основании выводов по результатам обследования были разработаны следующие рекомендации.

За период эксплуатации конструкции подвергались различным видам физико-химических воздействий, источником которых являются осадки, твердые частицы и газообразные компоненты, содержащиеся в воздухе, солнечное облучение, ветровое давление, суточное колебание температуры и влажности воздуха. Это привело к развитию во времени дефектов различной степени значимости. Обследованием выявлены фактические параметры и техническое состояние несущих и ограждающих конструкций, отступления от проекта и норм, дефекты, которые необходимо учесть новому владельцу при разработке проекта реконструкции с изменением назначения здания.

Характерные дефекты для всех типов железобетонных конструкций на данном объекте связаны с невысоким качеством изготовления конструкций самого строительства, неудовлетворительной эксплуатацией объекта, отсутствием консервации конструкций после остановки эксплуатации. Среди них: зоны увлажнения с образованием продуктов гниения, коррозионные повреждения и отслоение защитного слоя бетона, коррозия рабочей арматуры конструкций, размораживание поверхностного слоя бетона, некачественное замонтирование и повреждение раствора в швах и стыках конструкций, коррозия закладных и соединительных элементов, повреждения узлов опирания отдельных плит, трещины и т.д.

Обследованием установлено, что в большинстве элементах каркаса (колоннах, капителях, межколонных и пролетных плитах) выявлены массовые значительные дефекты, встречаются многочисленные участки с критическими коррозионными и механическими повреждениями. Степень повреждений узлов сопряжения элементов каркаса значительно отличаются на различных участках (коррозия арматуры от 20% до 80%, деструкция и сколы бетона по линиям опирания плит, отслоение крупных фрагментов защитного слоя и т.д.). Учитывая, что в каркасах данного типа, надежность и качество конструкций, целостность узлов их сопряжения, определяют собой общую жесткость и устойчивость здания в целом, необходимо вы-

полнить сплошное усиление с ремонтом всех конструкций вне зависимости от величины предполагаемых технологических нагрузок.

Предлагается разработать в проекте реконструкции вариант усиления конструкций перекрытия в виде устройства кессонной монолитной плиты по верху существующего перекрытия (с предварительным демонтажом пола и восстановлением стыков существующих конструкций сверху). В случае сплошного усиления перекрытия и всех колонн следует обратить внимание на целесообразность крепления арматуры элементов верхней кессонной плиты к обойме колонн и заведение арматурных выпусков из каркасов монолитных балок в просверленные отверстия в существующих плитах.

Схемы расположения главных и второстепенных балок должны быть разработаны с учетом предполагаемого размещения опор технологического оборудования, устанавливаемого на конкретных участках.

Существующие деформационные швы в перекрытиях следует очистить и выполнить в соответствии с типовыми проектными решениями. Аналогичные швы необходимо устроить в конструкциях усиления.

После устройства усиления перекрытий следует выполнить новые полы в соответствии с назначением помещений.

До бетонирования верхних элементов усиления перекрытий и устройства пола на пристенных участках необходимо выполнить новые крепления стен к крайним капителям при помощи анкеров, пропускаемых насквозь стены и привариваемых к существующим закладным деталям капителей.

При разработке проекта реконструкции данные рекомендации могут быть уточнены с учетом конкретных проектных решений по изменению назначения здания.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Казачек В.Г. Нечаев Н.В. Обследование и испытание зданий и сооружений. :М., «Высшая школа», 2006г.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с. С изменениями 1, 2, 3, 4, 5.

3. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения. : ТКП 45-1.04-37-2008- Минстройархитектуры РБ, Минск 2009. – 39 с.
4. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Основные требования. : ТКП 45-1.04-208-2010- Минстройархитектуры РБ, Минск 2011. – 23 с.

Репозиторий БНТУ

**Использование объектно-ориентированного языка
программирования VBA в профессиональной деятельности
специалиста инженера-строителя**

Ишутин А.А.

(Научные руководители – Делендик С.Н.,

Коледа С.М., Локотков М.Л.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

Стремительное развитие и распространение новых информационно-коммуникационных технологий в результате научно-технического прогресса оказывает возрастающее влияние на все сферы жизнедеятельности общества. Информация и знания становятся одним из стратегических ресурсов государства. Формируются социальные отношения, определяющие качественно новые требования к содержанию и организации деятельности высших школ, к совершенствованию методологических и технологических основ учебно-воспитательного процесса, способствующих созданию максимально благоприятных условий для творческой деятельности и творческого саморазвития студентов.

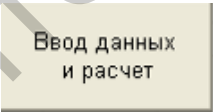
В курсе высшей школы специалисты технических и экономических специальностей, в основном, проводят поиск решения и расчеты на базе комплекса Microsoft Office с соответствующими приложениями. Это связано с доступностью программного обеспечения и изучением основ работы с этими приложениями на дисциплине «Информатика». Но, в настоящее время, в связи возрастанием уровня информатизации предприятий и частных фирм, этого стало уже не достаточно для студентов высших учебных заведений. Актуальным стал вопрос внедрения в учебный процесс новых информационных технологий или расширения возможностей применения уже имеющихся, которые позволят специалистам в дальнейшем использовать эти приложения в своей профессиональной деятельности.

Данная мечта воплотилась в MS Excel – это универсальное, мощное, гибкое и удобное средство, позволяющее быстро и эффективно решать самые разнообразные экономические, технические и финансовые задачи. Visual Basic for Application (VBA) существенно

обогастил и усилил MS Excel. VBA – это сочетание одного из самых простых языков программирования и всех вычислительных возможностей MS Excel. С помощью VBA можно легко и быстро создавать разнообразные приложения, даже не являясь специалистом в области программирования. VBA содержит графическую среду, позволяющую наглядно конструировать экранные формы из управляющих элементов. VBA в сочетании с возможностями MS Excel позволяет решать задачи, о решении которых только средствами MS Excel ранее даже и не говорили.

В данной статье представлена программа для проверки прочности балки таврового сечения на действие поперечной силы по наклонному сечению. Алгоритм расчета выполнен согласно структуре 1 (рис. 4).

При написании программы использовались электронные таблицы и язык программирования VBA Excel. Особенности методов применения объектно-ориентированного языка программирования VBA имеют преимущество перед остальными языками за счет простоты использования и составления алгоритмов. Для ввода данных в программе использовалась пользовательская форма UserForm, которая вызывалась при нажатии кнопки «Ввод данных и расчет», расположенной на рабочем листе Excel.



Ввод данных
и расчет

Рисунок 1. Кнопка для вызова UserForm1

UserForm1

Сечение

b, ширина стенки, мм bf, ширина полки, мм

h, высота сечения, мм hf, высота полки, мм

c, защитный слой, мм

Vsd, усилие действующее в сечении, кН

Бетон

класс бетона по прочности

вид бетона

пс 2 пс 3

Арматура

Sfyk, класс поперечной арматуры

Es ГПА, модуль упругости

js 1

js

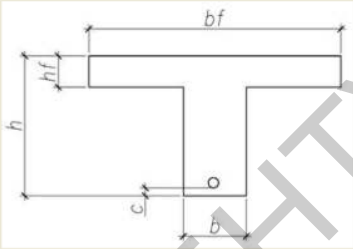
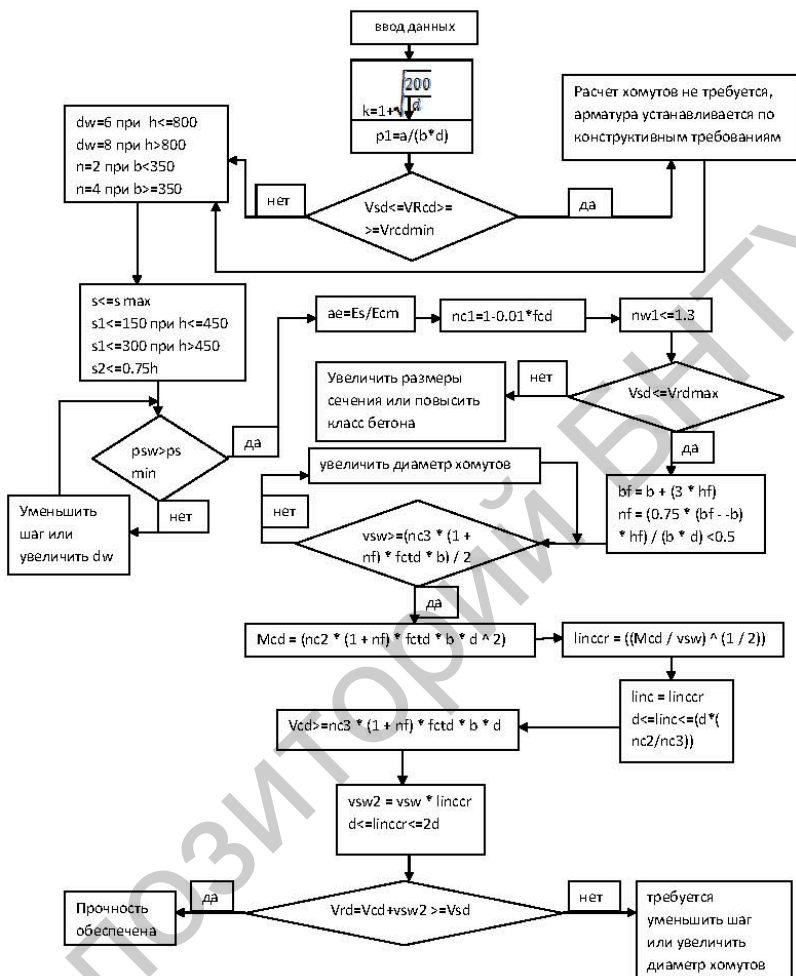


Рисунок 2. Форма UserForm1 для ввода исходных данных

Расчет проводился с учетом СНБ 5.03.01-02. По окончании расчета выводится таблица на лист рабочей книги Excel с результатами расчета:

Результат расчёта	
Ø требуемой поперечной арматуры - s1	10
Ø требуемой поперечной арматуры - s2	12
Vrd	99,59

Рисунок 3. Результат расчёта



Структура 1. Расчет наклонных сечений.

В заключении следует отметить, что язык программирования VBA обладает богатыми методическими возможностями по формированию алгоритмического мышления и умения использовать разнообразие технологических приемов для реализации алгоритмов, позволяет преподавателю гибко управлять процессом обучения, открывает перспективы для постановки и решения новых обучающих задач. Важнейшей особенностью применения VBA, в отличие

от других языков программирования является возможность формирования представлений о таких понятиях как свойства и методы объектов.

Преимущества VBA как языка объектно-ориентированного программирования, обусловлены тем, что он встроен в основные офисные приложения и имеется возможность широкой вариативности при реализации различных алгоритмических действий в процессе создания проектов.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Могилев А.В., Пак Н.И., Хеннер Е.К. Информатика. – М.: АCADEMIA, 2000.
2. Гладкий А.А, Чиртик А.А. Excel. Трюки и эффекты. – СПб.: Питер, 2006. – 368 с.
3. <http://www.helloworld.ru/texts/comp/lang/vbasic/vb2/vb2.htm>
4. Гарбер Г.З. Основы программирования на Visual Basic и VBA в Excel 2007. – М.: СОЛОН-ПРЕСС, 2008. – 192 с.

Совместная работа стеклопластиковой арматуры с бетоном

Ковалев С.В.

(Научный руководитель – Хотько А.А.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

За последние десятилетия неметаллическая арматура, как строительный материал, претерпела значительные изменения не только в плане своих физико – механических и эксплуатационных показателей, но и в технологиях изготовления, области применения в строительстве. Имеется ряд преимуществ и недостатков стеклопластиковой арматуры, свидетельствующих о том, что повсеместно заменить стальную арматуру на композитную невозможно, однако ее применение в ряде случаев, учитывая некоторые ее отличительные свойства, целесообразно и эффективно.

К положительным свойствам стеклопластиковой арматуры следует отнести следующее:

- Временное сопротивление разрыву арматуры превышает временное сопротивление стальной арматуры класса S400 в 3 - 5 раз.
- Высокая коррозионная стойкость к воздействию агрессивных сред.
- Низкий удельный вес (в 4 раза меньше, чем у стальной арматуры).
- Является диэлектриком (не электропроводна).
- Радиопрозрачна (арматура не создает экранирующий эффект).
- Магнитоинертна (исключено изменение прочностных свойств конструкций под воздействием электромагнитных и электрических полей).
- К недостаткам стеклопластиковой арматуры по сравнению со стальной следует отнести:
- Низкий начальный модуль упругости (в 4 раза меньше чем у стальной).
- Низкая огнестойкость изделий армированных стеклопластиковой арматурой.
- Невозможность изготовления гнутых арматурных изделий из арматуры в состоянии поставки.

- Невозможность сваривания арматуры и получения равнопрочных соединений.

Учитывая отличительные свойства стеклопластиковой арматуры, эффективность ее использования возможна в следующих случаях:

1. При изготовлении стен в качестве гибких связей.

2. При изготовлении электроизолирующих конструкций (осветительные опоры, опоры ЛЭП, изолирующие траверсы и т.п.).

3. Для изготовления коррозионностойких сооружений и конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах (электролизные ванны, кабельные тоннели, канализационные кольца, коллекторы, теплоцентрали и т.п.).

4. Для усиления клееных деревянных конструкций.

5. При устройстве (ремонте) дорожного полотна, мостовых перекрытий, опор дорожных ограждений, тротуарных плит, бордюров.

6. При строительстве зданий с повышенными требованиями к немагнитности и отсутствию экранирующего эффекта (ограждающие конструкции для помещений с высокочувствительным электронным оборудованием, радиолокационные здания аэропортов, больницы и т.д.).

7. При изготовлении тонкостенных конструкций различного назначения (перегородки, ограждения, звукоизолирующие панели).

Учитывая то, что при армировании бетонных конструкций, эффективное использование стеклопластиковой арматуры возможно только при выполнении предварительного напряжения последней, особое значение приобретает периодический профиль арматуры, обеспечивающий совместную работу арматурных стержней и бетона. Периодический профиль стеклопластиковой арматуры производится при ее изготовлении путем спиральной обвивки сырой заготовки стержня крученой нитью из стеклянного волокна, пропитанной связующим. При обмотке нить натянута с определенным усилием, благодаря чему она вдавливаются в тело стержня. За счет этого арматура получает дополнительное уплотнение и периодический профиль.

Однако, как за рубежом, так и в Республике Беларусь, ввиду отсутствия нормативных документов, регламентирующих требования к стеклопластиковой арматуре, имеются различия, как в технологии изготовления арматуры, так и в геометрических параметрах образующегося при производстве периодического профиля. Кроме того,

в отличие от стальной арматуры, у которой материал поперечных выступов профиля и остова стержня аналогичны, поперечные выступы стеклопластиковой арматуры образованы в основном полимерным связующим, имеющим отличительные свойства от стеклянного волокна. Поэтому прочность сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном, очевидно, будет зависеть не только от геометрических параметров профиля арматуры, но и от прочностных характеристик полимерного связующего. На рисунке 1 показаны стержни композитной арматуры различных производителей с различными видами периодических профилей.



Рис. 1. Внешний вид периодических профилей композитной арматуры различных производителей

Следует отметить, что для полного использования прочностных свойств стеклопластиковой арматуры, которые превышают прочностные характеристики стальной арматуры, максимальные напряжения сцепления по контакту стеклопластиковой арматуры с бетоном также должны быть больше аналогичной величины для стальной арматуры. В противном случае, достижению предельных напряжений в арматуре будет препятствовать нарушение совместной работы арматурного стержня с бетоном. Трудностью создания

предварительного напряжения стеклопластиковой арматуры является и то, что для натяжения не могут быть применены зажимы (захваты), используемые для предварительного натяжения стальной арматуры, так как прочность при обжатии в зажиме поперек волокон определяется прочностными характеристиками полимерного связующего, а не стеклянного волокна и поэтому значительно меньше временного сопротивления арматуры разрыву.

Исследования сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном проводились в очень ограниченном количестве и только для определенных видов арматуры и определенным видом периодического профиля.

Все вышесказанное, свидетельствует о необходимости разработки и внедрения нормативных документов, регламентирующих требования к стеклопластиковой арматуре, и в частности к геометрическим параметрам периодического профиля, основанные на экспериментально-теоретических исследованиях сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном.

ЛИТЕРАТУРА

1. Фролов, Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н.П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. - 104с.
2. Залого В.Ф. Исследования прочности по наклонным сечениям стеклопластбетонных и железобетонных балок без поперечного армирования / В.Ф. Залого. – Минск: 1971

УДК 624.012

Платформенные стыки в многоэтажных зданиях с использованием многопустотных плит безопалубочного формирования

Конотоп Л.В.

(Научный руководитель – Щербак С.Б.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Исследование работы стыков с использованием плит безопалубочного формирования производится для применения их в зданиях из сборного железобетона с широким шагом несущих поперечных стен. В зданиях такого типа вертикальные нагрузки воспринимаются железобетонными плитами многопустотного настила и передаются через несущие стены на фундамент. Такое конструктивное решение крупнопанельного дома повышенной этажности заслуживает внимания проектировщиков. Оно позволяет свести до минимума набор унифицированных элементов и в то же время получить широкий набор квартир разных типов, архитектуру, свойственную крупнопанельному зданию.

Мало изученным местом данного решения является платформенный стык стеновых панелей и многопустотных плит перекрытия. Расчетная схема стыка приведена на рисунке 1.

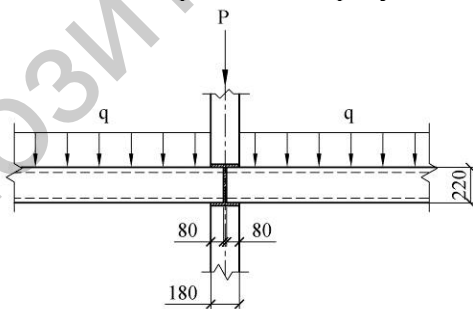


Рисунок 1. Расчетная схема платформенного стыка:

P — нагрузка от вышележащих этажей на стеновую панель;

q — полезная нагрузка на плиту перекрытия

Для принятия решений при конструировании платформенных стыков был проведен анализ НДС для двух схем укладки плит пе-

рекрытия — разрезной и неразрезной. При разрезной схеме плиты перекрытия опирались на стены на 80 мм без связевых каркасов. При неразрезной схеме в открытые пустоты смежных плит замоноличивались арматурные каркасы, связывая, таким образом, плиты между собой и обеспечивая их совместную работу.

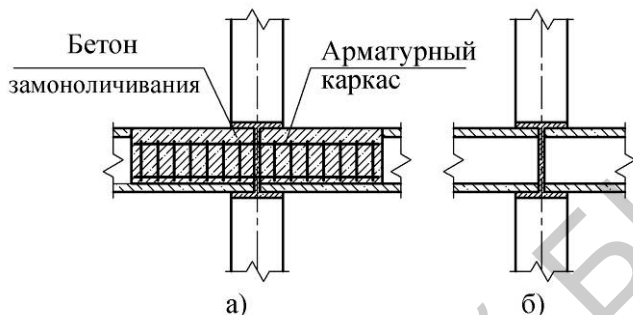


Рисунок 2 – Неразрезная (а) и разрезная (б) схема опирания плит перекрытия

При больших нагрузках на перекрытия в зоне примыкания стеновых панелей во избежание смятия панелей в этой зоне устраиваются заглушки (рисунок 3).

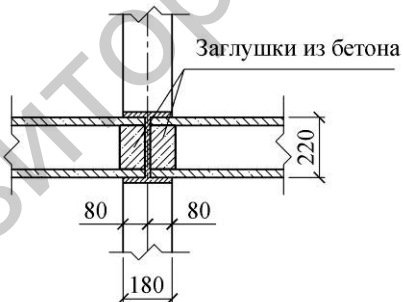


Рисунок 3 – Заглушки из бетона в местах опирания панелей

В качестве перекрытия применялись плиты безопалубочного формирования по технологии фирмы Weiler (Серия Б1.041.1-7.10).

Для предотвращения прогрессирующего обрушения здания, в результате выхода из работы одной или нескольких конструкций, в конструктивном решении предусмотрено устройство вертикальных и горизонтальных связей из арматуры класса S400

Для исследования НДС конструкций в зоне стыка использовался программный комплекс Femap (v.10.3.1). Для исследования принималась плита пролетом 7.2 метра, опирающаяся на стеновую панель на 80 мм. КЭ стеновой панели и плиты перекрытия представлены элементами типа Solid с характеристиками материала бетон $C^{20}/_{25}$, слой раствора между конструкциями моделировались также элементами типа SOLID, но в качестве материала принимался бетон $C^8/_{10}$. Нагрузка на стеновую панель прикладывалась через штамп из элемента RIGID.

Ввиду того, что стык симметричен в двух вертикальных плоскостях (серединная плоскость стены и серединная плоскость плиты) с целью упрощения модели конструкции были разделены по этим двум плоскостям и в местах отсечения были заданы соответствующие граничные условия (рисунок 4,5): по грани 1 наложена связь RX, по грани 2 набор связей Z symmetry (TZ,RX,RX), по грани 3 наложены связи RY, по граням 4-5 наложен набор связей X symmetry (TX, RY, RZ)

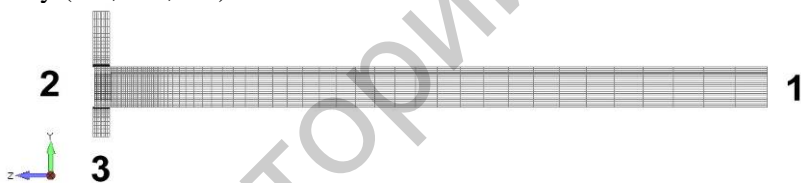


Рисунок 4 – КЭ модель (плоскость ZY)

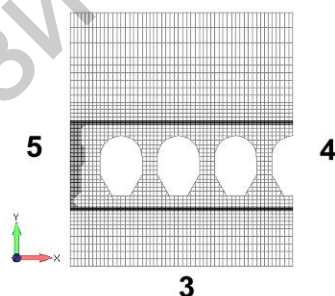


Рисунок 5 – КЭ модель (плоскость XY)

Анализ НДС стыка выполнен при действии следующих нагрузок:

- собственного веса плит и конструкции пола;
- вышележащих этажей $P = 300, 600, 800$ и 1000 кН.

В результате анализа выполненных расчетов выявлены зоны растягивающих напряжения вдоль оси Z в верхней части плиты в непосредственной близости от стены. При нагрузке 30 т и при отсутствии заглушек в торцах плит перекрытия напряжения составляют 2.5 – 6 МПа (рис. 6):

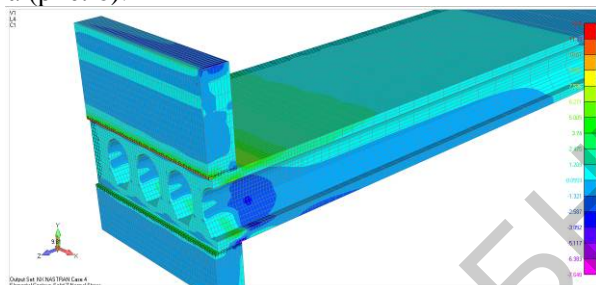


Рисунок 6 – σ_z при $P=300$ кН

При аналогичной нагрузке, но в случае имеющих заглушек в торцах плиты в этой зоне возникают растягивающие напряжения величиной 1.3...3 МПа, причем, на расстоянии примерно 200 мм от торца стены напряжения не превышают 1.8 МПа (рис. 7).

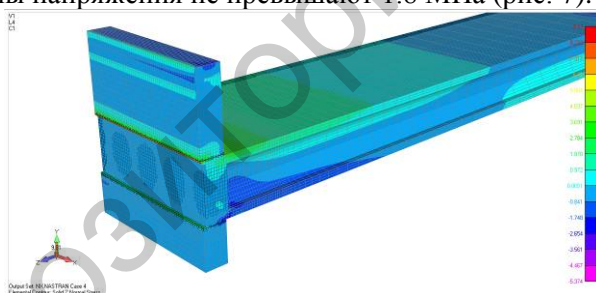


Рисунок 7 – Распределение нормальных напряжений σ_z при $P = 300$ кН (торец плиты усилен «заглушками» длиной 150 мм)

По полученным результатам можно судить о необходимости устройства арматуры в верхней части плиты для восприятия растягивающих напряжений, т.к. в местах стыка панелей будут образовываться трещины в верхней части плиты. Поскольку в плитах безопалубочного формования невозможно предусмотреть устройство арматурной сетки в опорных зонах, можно для восприятия растягивающих напряжений можно использовать каркасы, которые будут связывать плиты в стыке в одну неразрезную конструкцию. Арма-

тура в верхней части этих каркасов тогда будет воспринимать растягивающие напряжения верхней части плиты.

Также необходимо учесть возможность поворота торца плиты и возникновения момента $M_{оп}$ из-за пригрузки торца вертикальной нагрузкой P от стены (рисунок 8).

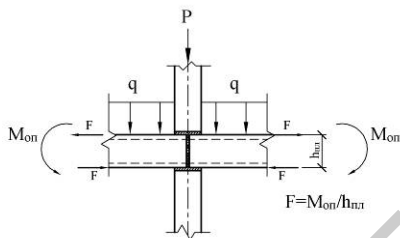


Рисунок 8 – Упругое защемление плиты между стеновыми панелями

Анализ НДС показал, что отрыва стены от плиты перекрытия не происходит, т.к в месте стыка $\sigma_y < 0$.

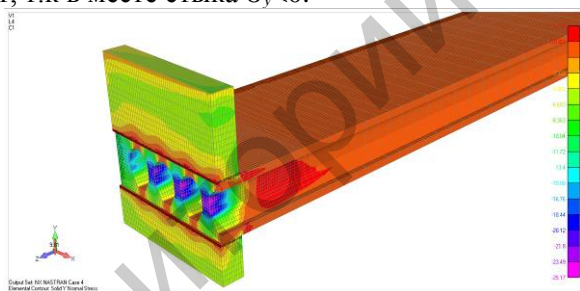


Рисунок 9 – Распределение нормальных напряжений σ_y при $P = 300$ кН

Выводы:

По поверхности плиты в зоне стыка со стеной $\sigma_y < 0$, т.е. отрыва стены от плиты перекрытия не происходит, а значит, нет необходимости решать контактную задачу

Поскольку не происходит отрыва, можно сделать вывод об упругом защемлении плиты перекрытия между стеновыми панелями выше- и нижележащего этажей и расчетная схема плиты будет следующей:

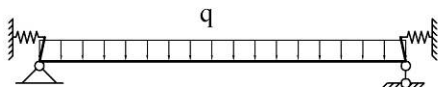


Рисунок 10 – Расчетная схема плиты

Верхнюю часть плиты в опорной зоне необходимо усиливать арматурными каркасами, что уменьшит расчетные моменты в середине пролета и обеспечит необходимую площадь арматуры в приопорной растянутой зоне плиты.

Значительную помощь в анализе материалов по исследованию работы стыков с использованием плит безопалубочного формования оказал профессор Пецольд Т.М.

ЛИТЕРАТУРА

1. «Расчет и проектирование дисков перекрытий с применением плит безопалубочного формования», институт НИПТИС им. Атаева С.С., Минск – 2009.
2. «Femap & Nastran. Инженерный анализ методом конечных элементов», Шимкович Д.Г., Москва-2008.

УДК 624.012.45

**Расчетные модели используемые в современных расчетах
высотных зданий и факторы влияющие на точность
получаемых результатов**

Кондрацкий К.А., Слепухо В.В.

(Научный руководитель – Коршун Е.Л.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Современные вычислительные комплексы позволяют выполнять расчеты зданий в пространственной постановке. При этом на точность результатов расчета влияет целый ряд факторов, таких как:

- учет совместной работы несущего каркаса с основанием;
- выбор надлежашего шага конечно-элементной сетки для правильного отображения реального напряженного состояния отдельных элементов каркаса (фундаментной плиты, стен, колонн, ядер жесткости, плит перекрытий);
- моделирование узлов соединения стен и колонн с фундаментной плитой и плитами перекрытий;
- учет влияния стадийности возведения на напряженное состояние конструкций здания;
- учет влияния физической нелинейности железобетона как важнейшего фактора уточнения расчетов и др.;
- учет особого рода воздействий типа террористических;
- выполнение динамических расчетов.

Влияние данных факторов на точность расчетов рассмотрено на примере расчетов выполненных специалистами лаборатории Проблем прочности и качества в строительстве НИИСФ РААСН (далее – Лаборатория), одного из высотных комплексов Многофункционального московского делового центра (ММДЦ) «Москва-Сити» и ряда других зданий.

Краткая характеристика рассмотренного высотного комплекса.

Фундамент здания - монолитная железобетонная фундаментная плита с размерами в плане ~ 139,2 x 79,0 м, толщина плиты – 4,6 м. На фундаментную плиту опираются два высотных здания (башня «А» и башня «Б»), имеющих конфигурацию в плане в виде равнобедренных криволинейных треугольников. Высота башни «А» – 356 м,

башни «Б» – 239,9 м. Нагрузка от каждой башни передается на шестигранное ядро жесткости, находящееся в центре башни, и прямоугольные стены-колонны, равномерно расположенные по криволинейному периметру здания. Внутри имеются отдельные круглые колонны. В нижней части, обе башни объединялись развитой подземной и наземной стилобатной частью, колонны и стены которой в свою очередь опирались на фундаментную плиту.

Общая конечно-элементная расчетная схема здания.

В расчетную схему включалась полная конструкция высотного комплекса вместе с фундаментной плитой на модели основания по Винклеру (использовалась совместная расчетная схема). Обычно применяется так называемая «раздельная» схема расчета верхнего строения и фундаментной плиты. Более ранние расчеты авторов показали, что «раздельная» схема может приводить не только к количественным, но и к качественным отличиям в расчетах фундаментной плиты и прилегающей части строения по сравнению с более точной «совместной» схемой, поэтому «раздельная» схема в дальнейших расчетах не использовалась.

Для снижения размерности задачи многие расчетчики идут по пути применения грубой конечно-элементной сетки, что сказывается на точности решения. Для устранения этого недостатка авторы использовали послойную детализацию конечно-элементной схемы. В первый условный слой детализации включается фундаментная плита с прилегающей к ней частью строения (стенами, колоннами, перекрытиями одного-двух этажей), которые моделируются на мелкой конечно-элементной сетке, а остальная часть здания представляется на крупной конечно-элементной сетке. Затем этот детализированный слой «передвигается» вверх по расчетной схеме здания и используется для реального проектирования стен, колонн и перекрытий каркаса здания. При моделировании фундаментной плиты высотного комплекса «Федерация» была использована конечно-элементная сетка размером 0,4 x 0,4 м, что позволило вписать в нее реальные размеры колонн, стен ядер жесткости и отдельных стен. Расчет и моделирование выполнялись по программному комплексу «Лира-Windows» версии 9.0 и 9.2.

Второй важной особенностью послойной детализации является применение в расчетной схеме слоев объемных конечных элемен-

тов в стенах и колоннах на уровне их соединения с перекрытиями и фундаментной плитой. Такой промежуточный слой объемных конечных элементов позволил передавать нагрузку от стен и колонн на перекрытия, и наоборот, по реальной площади их соединения.

Влияние стадийности возведения на результаты расчетов.

Анализ осадок фундаментной плиты показал, что они существенно неоднородны. Под ядрами башен «А» и «Б» они достигали максимальных значений (106 мм под «А» и 67 мм под «Б»); при этом за ядрами жесткости под колоннами эти осадки уменьшались до 2 раз. Такая разность осадок привела к следующим эффектам:

- «подлому» некоторых периферийных стен-колонн в месте их стыка с фундаментной плитой;
- дополнительной нагрузке вышележащих перекрытий из-за вынужденных перемещений;
- некоторому повисанию отдельных колонн на перекрытиях (нормальные усилия в средних круглых колоннах, расположенных между ядром и периметральными колоннами, снизились в 2,5 раза по сравнению с расчетом по раздельной схеме). Раздельная схема расчета, естественно, не позволила выявить ни один из указанных эффектов.

Авторы рассмотрели несколько путей устранения этих эффектов:

- путем устройства локальных свайных полей под башнями «А» и «Б», (рассмотрено несколько вариантов таких полей);
- за счет организации соответствующей стадийности возведения и др. Организация свайных полей привела к снижению самих осадок и их разностей более чем в 2 раза.

Учет последовательности возведения высотных комплексов может приводить к существенным изменениям в напряженно-деформированном состоянии конструкций. Применительно к рассматриваемой задаче моделировалось изменение напряженного состояния фундаментной плиты при возведении их в определенной последовательности. Учет стадийности возведения также существенно повлиял на усилия в перекрытиях и колоннах, возникающие от собственного веса конструкций.

Учет физической нелинейности.

Факторы физической нелинейности железобетона оказывают существенное влияние на деформации и перераспределение усилий в основных несущих конструкциях здания (перекрытиях, фундаментных плитах, стенах, ядрах жесткости, колоннах). Однако, в программах расчета, указанные факторы еще учитываются довольно слабо или, как правило, не учитываются вовсе. Авторами были исследованы некоторые пути решения этих проблем, в частности, методика формирования и использования в расчетах физических соотношений для железобетона в конечных приращениях. Разработка такой методики представлена в работе Карпенко С.Н. «О построении общего метода расчета железобетонных плоских конструкций в конечных приращениях».

О несущей способности и подборе арматуры

Озабоченность вызывает то обстоятельство, что при подборе арматуры не всегда учитываются крутящие моменты (M_{xy}) и погонные силы (N_{xy}), которые наряду с изгибающими моментами (M_x , M_y) и нормальными погонными силами (N_x , N_y) оказывают существенное влияние на значения арматуры. Неучет их при расчете приводит к ошибкам в подборе арматуры до 2 раз. При этом нарушаются условия прочности оболочечных КЭ.

Как известно, в плитах расчет на действие поперечных сил дополняется расчетом на продавливание. Во многих случаях дополнительный расчет на продавливание ошибочно принимается в качестве единственного, в то время как он не гарантирует преждевременных (в эксплуатационной стадии) локальных разрушений у колонн до наступления предельного состояния по полному продавливанию. В связи с этим расчет на действие поперечных сил по отдельным направлениям остается обязательным. Следует еще иметь в виду, что обычно подбор арматуры выполняется отдельно на поперечные силы Q_x и Q_y , в то время как он должен выполняться на Q_{max} . Должна указываться расчетная площадь поперечной арматуры, приходящаяся на единицу (например, 1 м^2) площади плиты.

Определение прогибов и ширины раскрытия трещин.

Экспериментальные и численные исследования авторов показали, что прогибы линейного расчета в несколько раз меньше прогибов, полученных в результате нелинейного расчета (с учетом трещино-образования и ползучести бетона). В зависимости от армирования расхождения могут доходить до 4-10 раз.

На точность определения прогибов в плитах с учетом физической нелинейности значительное влияние оказывает шаг конечно-элементной сетки. Показано, что шаг КЭ должен быть не менее $1/20$ пролета плиты.

К расчету зданий на экстремальные воздействия типа террористически.

В последних нормативных рекомендациях вводится новый элемент расчета на выключение отдельных несущих колонн и частей несущих стен (при возможном подрыве вследствие террористического воздействия). При этом здание должно обладать необходимой «способностью сопротивляться» прогрессирующему разрушению (т.е. «живучестью»). В работе также рассматривалась схема расчетного локального разрушения высотной башни при выбивании отдельных колонн. Несмотря на значительные локальные разрушения, обрушения всего здания не происходило. Следует заметить, что это было достигнуто введением по высоте специальных конструктивных элементов, например усиленных обвязочных балок и стен по колоннам на уровне отдельных этажей, без которых неразрушимость здания трудно обеспечить.

Таким образом, на данный момент в методиках расчета зданий и сооружений имеется множество факторов, влияющих на точность результатов расчета, поэтому необходимо рассматривать здание не только в целом, но и по частям, а также и совместную работу этих частей.

ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко С.Н. О современных методах расчета высотных зданий из монолитного железобетона // Журнал Высотные здания. - Москва, 2007, №3. - С. 34-39.
2. ais.by/story/1403

Сопоставление результатов расчёта монолитного железобетонного безбалочного перекрытия по двум расчётным моделям в ПК Лира 9.6 и методом предельного равновесия

Литвин С.И.

(Научный руководитель – Смех И.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Монолитные безбалочные перекрытия состоят из плит, опирающихся на стены или, в каркасных зданиях, на колонны или на капители колонн.

В настоящее время существует ряд методов расчёта междуэтажных перекрытий. В данной работе для определения площади рабочей арматуры плиты использованы методы компьютерного моделирования и метод предельного равновесия. Моделирование выполняется в одном из наиболее распространённых программных комплексов Lira 9.6. В основу комплекса Lira положен метод конечных элементов и расчет конструкций выполняется в упругой постановке задачи, по методу допускаемых напряжений. Данный подход при расчете статически определимых и статически неопределимых систем не позволяет найти их истинный запас прочности, так как исчерпание несущей способности конструкции сопровождается появлением в ней пластических деформаций.

В ходе исследования моделирование плиты перекрытия было выполнено двумя способами: с помощью стержневых элементов и с помощью плоских элементов.

Моделирование плиты плоскими конечными элементами

Характеристика расчётной модели:

- Тип конечного элемента перекрытия – КЭ44 (универсальный четырехугольный элемент оболочки);
- Тип конечного элемента колонны – КЭ5 (элемент пространственной рамы)
- Шаг сетки КЭ в перекрытии – 200 мм в обоих направлениях.

Модель плиты представляла собой систему перекрестных балок с жестким опиранием на узлы. Сопряжение колонны с перекрытием реализовано с помощью создания АЖТ (абсолютно жесткого тела).

Нагрузки на плиту прикладывались в виде равномерно распределенных по плоскости элементов.

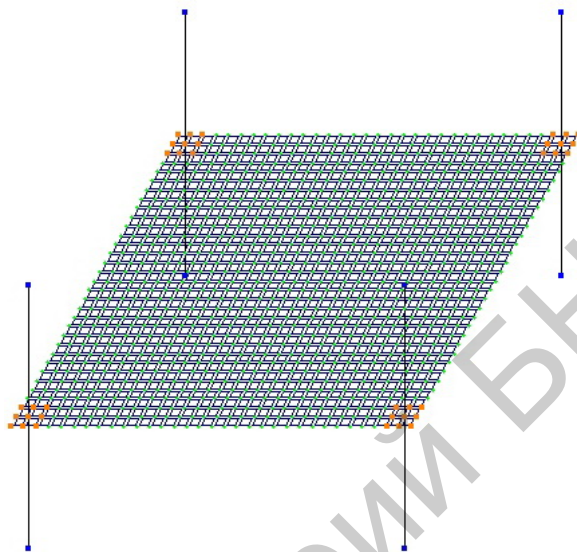


Рисунок 1. Континуальная модель ячейки плиты.

В результате расчета были определены усилия и требуемая площадь поперечного сечения продольной рабочей арматуры (см. таблицу 1).

Моделирование плиты конечными элементами «стержень»

- Характеристика расчётной модели:
- Тип конечного элемента перекрытия и колонны – КЭ5 (элемент пространственной рамы);
- Длина узлов КЭ сетки – 200 мм в обоих направлениях;
- Сопряжение колонны с перекрытием выполнено с помощью создания АЖТ (абсолютно жесткое тело).

Нагрузки на плиту перекрытия прикладывались в виде сосредоточенных сил к узлам КЭ сетки.

В результате расчета были определены усилия и требуемая площадь поперечного сечения продольной рабочей арматуры (см. таблицу 1).

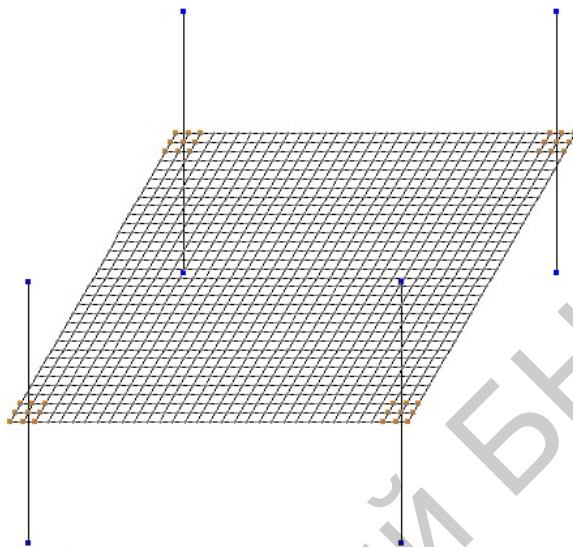


Рисунок 2. Стержневая модель ячейки плиты.

Расчёт плиты методом предельного равновесия

Расчет безбалочного монолитного перекрытия производим по методу предельного равновесия. Экспериментально было установлено, что для безбалочной плиты наиболее опасными являются 2 схемы загрузки – полосовая (через пролет) и сплошная (при загрузке по всей площади плиты).

За расчетную принимаем полосовую нагрузку. При полосовом загрузке одного пролета перекрытия величиной l_1 в состоянии предельного равновесия образуются три параллельных пластических шарнира (рис. 3).

В пролете линейный шарнир образуется по оси загруженных панелей и трещины раскрываются вниз. У опор пластические шарниры отстоят от осей колонн на расстоянии c_1 и трещины раскрываются вверх. Пролетный и опорный пластические шарниры разделяют панели на два жестких звена.

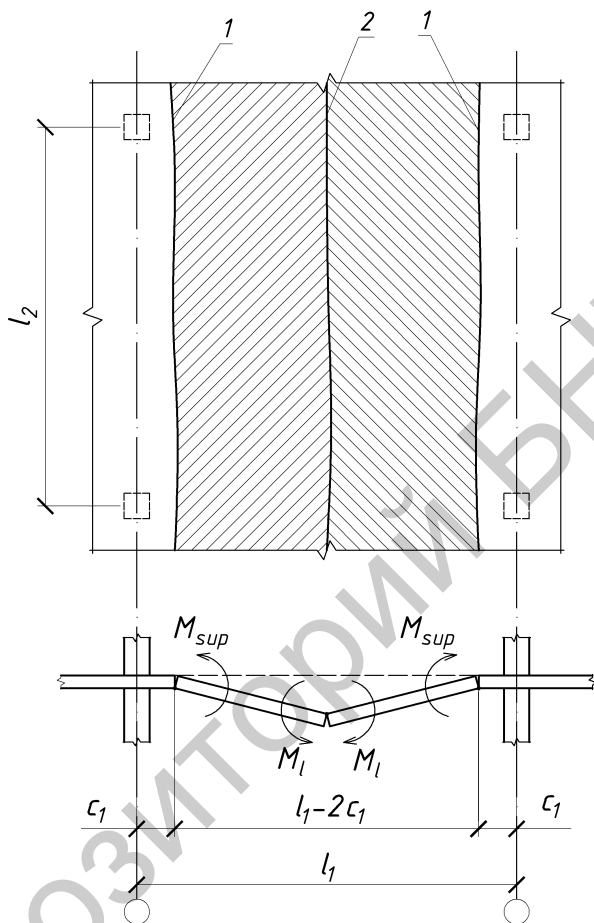


Рисунок 3. Схема линейных пластических шарниров при полосовой нагрузке;
 1 – опорные пластические шарниры,
 2 – пролетный пластический шарнир.

При загрузении полосовой нагрузкой для случая излома отдельной полосы с образованием двух звеньев, соединенных тремя пластическими шарнирами, среднюю полосу рассчитывают из условия, что суммы опорного и пролётного моментов, воспринимаемых сечением плиты в пластических шарнирах

$M_{sup} = f_{yd} \cdot A_{s,sup} \cdot z_{sup}$ и $M_l = f_{yd} \cdot A_{s,l} \cdot z_l$ равны балочному моменту плиты шириной l_2 и пролетом l_1 , т.е.

$$\frac{l_2 \cdot p \cdot (0,5l_1 - c_1)^2}{2} \leq f_{yd} \cdot (A_{sup} \cdot z_{s,sup} + A_{s,l} \cdot z_{s,l}),$$

где c_1 – расстояние от опорных пластических шарниров до оси ближайших к ним рядов колонн в направлении l_1 ;

$A_{s,sup}$, $A_{s,l}$ – площади сечения арматуры в опорном и в пролетном пластических шарнирах в пределах одной панели;

$z_{s,sup}$, $z_{s,l}$ – плечи внутренних пар в опорном и пролетном пластических шарнирах;

p – принятое расчётное сочетание нагрузок на 1 м^2 .

В целях упрощения расчета уравнение равновесия выражаем через коэффициенты $\theta_{sup} = A_{sup} / A_{s1}$ и $\theta_l = A_l / A_{s1}$, где $A_{s1} = A_{sup} + A_l$ – суммарная площадь сечения арматуры, то-

гда
$$\frac{l_2 \cdot p \cdot (l_1 - 2c_1)^2}{8} \leq f_{yd} \cdot A_s \cdot z_l \cdot \left(\theta_{sup} \cdot \frac{z_{s,sup}}{z_{s,l}} + \theta_l \right).$$

При расчете панелей принимаем $\theta_l = 0,4$, $\theta_{sup} = 0,6$.

Результаты проведенных расчетов приведены в таблице 1.

Таблица 1.

Метод расчета / Положение арматуры	Программный комплекс «ЛИРА» 9.6 (стержневая модель)	Программный комплекс «ЛИРА» 9.6 (континуальная модель)	Расчет методом предельного равновесия
верхнее армирование	1570 мм ² /м	1620 мм ² /м	344 мм ² /м
нижнее армирование	393 мм ² /м	340 мм ² /м	172 мм ² /м

Сопоставляя результаты расчётов можно сделать вывод о признании наиболее точным и приближённым к реальной работе материала под нагрузкой, расчет методом предельного равновесия, так как требуется минимальный расход арматуры для конструирования перекрытия.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” (с изменениями №1..5) Мн.: Минстройархитектуры, 2004 г.
2. СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" /Госстрой СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988 г.
3. СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" (Изменение №1 РБ) /Министерство архитектуры и строительство Республики Беларусь. – Мн.: Минстройархитектуры, 2004 г.
4. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчёта и конструирования\ Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под ред. Проф. Т.М. Пецоляда и проф. В.В. Тура.-Брест,БГТУ, 2003.
5. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов.- 5-е издание, переработанное и дополненное. В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат., 1991г.

УДК 69.032.2:69.07:005.935.3

**Обследование технического состояния несущих конструкций
здания ФОК по ул. Красная в г. Минске**

Мадалинская Н.Г.

(Научные руководители - Мадалинский Г.Г., Горячева И.А.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

Проведение настоящего натурного обследования технического состояния основных несущих и ограждающих конструкций здания по ул. Красная, 23 в г. Минске необходимо для разработки проекта реконструкции.

Целью обследования явилось определение технического состояния фундаментов, наружных и внутренних стен, покрытия и перекрытий, наличие возможных дефектов, возникших за время эксплуатации, вследствие морального и физического износа здания, с определением фактической несущей способности по действующим в настоящее время нормативным документам.

Все работы выполнены в соответствии с требованиями действующих в настоящее время нормативных документов ТКП 45-1.04-208-2010 "Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации", ТКП 45-1.04-37-2008 "Обследование строительных конструкций зданий и сооружений", ТКП 45-1.04-119-2008 "Здания и сооружения. Оценка физического износа".

На основании выполненного обследования проведена оценка надежности работы фундаментов, стен, перекрытий и покрытия, что в свою очередь позволило сделать выводы и дать рекомендации для разработки проекта реконструкции, с обеспечением надежной эксплуатации здания в будущем.

Проект на строительство бытового корпуса МППО им. Я. Коласа разработан в 1989 году кооперативом "Прок" (шифр 20-88). Инженерно-геологические изыскания выполнены Белорусским государственным институтом инженерных изысканий в 1990г. (объект №287/90).

Здание по ул. Красная 23 в г. Минске – четырехэтажное, прямоугольное в плане, размерами 21.0x18.140м. Высота этажей 3.3м, в

спортивном зале на 3м этаже – бм. В осях Б-Г; 1-7 расположены подвальные помещения.

В конструктивном отношении здание бескаркасное, с несущими наружными и внутренними продольными стенами и жесткими горизонтальными железобетонными дисками междуэтажных перекрытий.

По проекту фундаменты под стенами ленточные из сборных железобетонных плит по серии 1.112-5 в.2 шириной 1400мм под несущие продольные и поперечные стены, и фундаментных блоков по ГОСТ 13579-78 шириной 600 и 400мм. Под кирпичными столбами фундаменты монолитные столбчатые ФМ1 и ФМ3 размерами 2000x2600мм, высотой 900мм. Отметка низа подошвы фундаментов -3.920 со ступенчатым понижением до отм. -5.720 от оси 3 по осям В и Г до оси 1 и от оси Б ступенчато до оси Г.

За относительную отметку 0.000 принят уровень пола 1го этажа, что соответствует абсолютной отм. 201.900 (сист. высот Балтийская). При проектировании фундаментов в качестве грунтов основания приняты мелкие пески средней плотности с $\varphi=30^{\circ}$; $\gamma_{гр}=1.65\text{т/м}^3$ с расчетным сопротивлением $R=2\text{кг/см}^2$.

По проекту наружные стены из керамического эффективного кирпича толщиной 640 и 510мм. Вдоль осей А и Д расположены кирпичные столбы. Внутренние стены из керамического эффективного кирпича толщиной 380мм.

Междуэтажные перекрытия из сборных многопустотных железобетонных плит пролетами 3.0; 6.0; 7.2 и 9.0м по сериям 1.141-1 в. 14; 1.241-1 в. 27; 1-241 в. 21 соответственно.

Покрытие над спортивным залом – сборные железобетонные ребристые плиты 3.0x12.0м по серии 1.465.1-3/80 в. 5.

Кровля в здании совмещенная рулонная неventedлируемая с организованным внутренним водостоком.

Вскрытием фундаментов в шурфах установлено, что ширина фундаментных плит под продольную несущую стену по оси В составляет 1600мм, с отметкой низа подошвы -3.910м. Ширина фундаментных плит под наружные несущие стены составляет 2000мм, с отметкой низа подошвы в месте вскрытия -4.200м. По проекту ширина подошвы фундаментов 1400мм, с отметкой низа -3.920м. По своим параметрам фундаментные плиты ленточного фундамента соответствуют серии 1.112-5.8.2.

Как было отмечено выше, по проекту отметка низа подошвы фундамента по оси 1 в осях В-Г постоянная и составляет -5.720м, на участках между осями Б и В по оси 1, 3-1 по оси В, 3-1 по оси Г переменная от -3.920 до 5.720м с тремя уступами высотой по 600мм.

По данным инженерно-геологических изысканий установлено, что при отметке подошвы фундамента -3.920 (абсолютная 197.98) в осях 5-7, основанием фундаментов служат пески средней крупности плотные, маловлажные, с расчетным сопротивлением $R=0.44$ МПа.

В свою очередь от оси 5 до оси 1 грунтовые условия изменяются, и при отметках заложения фундаментов -3.92 и -5.720 (абсолютные 197.88 и 196.18) основанием фундаментов служат пески средней крупности, средней плотности, влажные, с расчетным сопротивлением $R=0.231$ МПа. Грунтовые воды на отметках 194.18 – 195.93 (скважины 2; 3).

В кладке стен применен кирпич керамический пустотелый утолщенный М125; кирпич керамический полнотелый М125, кладочный раствор из кладки стен соответствует раствору М75.

При обследовании обнаружены вертикальные и наклонные трещины в несущих стенах шириной раскрытия 1.0...5.0мм. Аналогичные трещины также обнаружены в самонесущих стенах в помещении спортивного зала в осях А и Д. На момент обследования дальнейшего раскрытия трещин не происходит, о чем свидетельствуют установленные на трещинах в 2005 году гипсовые маяки.

По периметру наружных стен, на высоту 1.2...1.5м, под парапетом, установлены участки замокания, с размораживанием кладки на глубину до 30мм.

Установлены места разрушения (размораживания) цокольной части кирпичных стен на глубину 15...30мм, на высоту 0.6...0.7м от планировочной отметки.

Выявлены следы увлажнения внутренних поверхностей кирпичных стен, в местах прохода стояков ливневой канализации, санузлах, у покрытия.

На отдельных участках стен в помещениях 4-го этажа установлены участки черной плесени.

В результате детального обследования определены типы и сечения плит покрытия и перекрытий.

Как показали результаты обследования и поверочных расчетов, вместо плит по серии 1.141-1 в.14 марки ПК10-60.12 и ПК10-60.15,

под расчетную нагрузку 1000 кгс/м^2 без учета собственной массы, использованы плиты по серии 1.141-1 в.63 марок ПК60.15-8АтV и ПК60.12-8АтV. Учитывая выборочный характер вскрытий, на основании выполненных поверочных расчетов, можно констатировать, что указанные плиты можно использовать под расчетную нагрузку 800 кгс/м^2 без учета собственной массы.

Плиты перекрытия на отм. +3.000, в осях 1-4, соответствуют проектной серии 1.241-1 в. 27, марки ПК72.12-8АтV и могут быть использованы под расчетную нагрузку 750 кгс/м^2 без учета собственной массы.

Плиты перекрытия на отм. +6.300 в осях 1-4 соответствуют проектной серии 1.241-1 в.21 марки ПК90.15-8АтV и могут быть использованы под расчетную нагрузку 750 кгс/м^2 без учета собственной массы.

Плиты покрытия $3.0 \times 12.0 \text{ м}$ по своим параметрам могут быть отнесены к серии 1.465.1-3/80 в. 5 марки 2ПГ12-3АШв, под расчетную нагрузку 490 кгс/м^2 без учета собственной массы. Как показывают поверочные расчеты несущая способность плит $\sim 450 \text{ кгс/м}^2$ без учета собственной массы.

В свою очередь следует отметить, что расчетная нагрузка от конструкции кровли и снега составляет 612 кгс/м^2 . Таким образом, очевидно, что покрытие перегружено тяжелой конструкцией кровли.

В целом при детальном обследовании покрытия и перекрытий сверхнормативных прогибов, трещин, других факторов силового происхождения не установлено.

Как показало обследование, состояние фундаментов удовлетворительное и они относятся ко II категории технического состояния. Несущая способность основания фундаментов по оси Г в зоне расположения бассейна в осях 1-3, достаточна для восприятия эксплуатационных нагрузок. Расчетное сопротивление грунта $R=0.232 \text{ МПа}$ больше максимального напряжения в расчетном слое грунта равно $\sim 0.153 \text{ МПа}$. В свою очередь максимальное напряжение под подошвой фундаментов по оси В равно 0.246 МПа , что больше расчетного сопротивления грунта.

Кроме этого следует отметить, что при отсутствии заполнения водой бассейна, максимальное напряжение под подошвой фунда-

ментов по оси В — 0.239МПа незначительно превышает расчетное сопротивление грунта.

Следует особо отметить, что бассейн по осям В; Г и I опирается непосредственно на фундаментные подушки стен.

В свою очередь в части здания в осях 5-7 расчетное сопротивление грунта под подошвой фундаментов равно 0.44МПа достаточно для восприятия эксплуатационных нагрузок. Максимальное напряжение под подошвой фундаментов по осям Б и Г — 0.144МПа, по оси В ~0.228МПа.

Исходя из вышеизложенного, можно констатировать, что при решении вопроса о реконструкции здания с надстройкой этажей, возникает вопрос об усилении фундаментов в осях 1-3, решить который невозможно без разбора здания практически до оси 3, так как глубина заложения фундаментов в зоне бассейна находится на отм. -5.720м.

Как было отмечено выше, при обследовании кирпичных стен установлено наличие вертикальных и наклонных трещин. По характеру и местам их расположения, можно констатировать, что их появление и развитие связано с неравномерной осадкой основания, из-за различия в характеристиках грунтов по длине здания. Особую роль в данной ситуации сыграл бассейн, расположенный в угловой части здания.

ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

На основании анализа результатов натурного обследования и выполненных поверочных расчетов конструкций существующего здания можно сделать следующие выводы:

1. В целом здание ФОК по ул. Красная, 23, находится в удовлетворительном состоянии и относится ко II категории технического состояния.
2. Состояние фундаментов удовлетворительное и они относятся ко II категории технического состояния. Однако при разработке проекта реконструкции с надстройкой возникнет необходимость разработки мероприятий по усилению фундаментов в осях 1-3.
3. Несущая способность стен достаточна для восприятия эксплуатационных нагрузок и их состояние относится ко II категории. Дефектные участки стен с трещинами подлежат ремонту.

4. Железобетонные плиты перекрытий находятся в удовлетворительном состоянии и относятся ко II категории технического состояния, могут быть использованы под расчетную нагрузку без учета собственной массы:
- | | |
|------------------|---------------------------|
| ПК60.15; ПК60.12 | — 800кгс/м ² , |
| ПК72.12 | — 750кгс/м ² , |
| ПК90.15 | — 750кгс/м ² . |
5. Несущая способность ребристых плит покрытия 3.0x12.0м недостаточна и они подлежат демонтажу или замене тяжелой конструкции кровли.

ЛИТЕРАТУРА.

Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. - Госстрой СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. С изменением №1 РБ.

Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с.

6. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений: ТКП 45-1.04-37-2008. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2009. – 45 с.
7. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации: ТКП 45-1.04-208-2010. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2011. – 23 с.

Конструкция каркасного высотного здания гостиницы с применением предварительного напряжения

Мадалинская Н.Г.

(Научный руководитель – д-р. техн. наук, проф. Пецольд Т.М.)
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Проектируемое здание гостиницы является активной архитектурной доминантой и главным элементом жилой застройки проектируемого района "Лебяжий" расположенного вдоль пр. Победителей. Здание гостиницы 27-ми этажное высотой 99 метров имеет эллипсовидную форму как в плане так и в объеме. Размер в плане 56 х 30 метров. В центре ядра здания запроектирован круглый 6-ти светный атриум диаметром 15 метров. Высота этажей составляет: 4,2 м - 1, 2, 3 этажи и 3,6 м - все остальные, включая технические. Высота подземных этажей составляет 3 м. Основой объемно-пространственной структуры здания являются два лестнично-лифтовых ядра жесткости, в каждом из которых размещены по три лифта и две лестницы. На первых трех этажах размещены административные и торгово-общественные зоны, приемно-вестибюльная служба приема и размещения на первом этаже; на 3-14 и 17-26 этажах находятся номера различных типов комфортности; на 15-16 этажах располагается ресторан на 150 посадочных мест; 14 и 27 этажи – технические. В качестве ограждающих конструкции здания использованы структурное остекление, а также сэндвич-панели системы поэлементной сборки фасадов.

Каркасная конструктивная система здания представляет собой пространственную систему, образованную вертикальными элементами в виде стен лифтово-лестничных блоков и железобетонных колонн прямоугольного сечения, объединенных горизонтальными элементами в виде неизменяемых в своей плоскости жестких дисков безбалочных перекрытий, а также системами аутриггерных балок-стенок, расположенных на технических этажах и обеспечивающих дополнительную пространственную жесткость. Ригелями многоэтажной многопролетной рамы служит безбалочная плита, жестко связанная с колоннами. Сопряжение плиты с колонной бескапитальное. Монолитные железобетонные колонны приняты сечением

600x800мм на первых 5-ти этажах, выше – 400x600 мм. Бетон класса С60/75 до отметки +48,600 и С40/50 начиная с отметки +52,200 до +99,000.

Стены, ядра жесткости (лестничные клетки, лифтовые шахты), а также аутриггерные стены на технических этажах имеют толщину 400 мм. Бетон класса С40/50.

Монолитное безбалочное перекрытие представляет собой плиту, выполненную с применением полимерных шаров, опертую непосредственно на колонны. Толщина плиты принята 300 мм. Бетон для плиты класса С40/50. Монолитная безбалочная плита армируется сетками из арматуры класса S500.

Перекрытие состоит из верхнего и нижнего армирования, между которыми размещены полые шары, изготовленные из переработанного вторичного сырья - полиэтилена, и монолитного бетона, заполняющего все пространство между шарами и образующего над ними выравнивающий слой. В зонах пересечения перекрытия с колоннами – капитальных зонах – сохраняются сплошные монолитные участки с армированием, обеспечивающим восприятие возникающих в этих зонах максимальных усилий.

Фундамент пространственный с монолитной преднапряженной плитой. Он состоит из монолитной плиты толщиной 1200 мм с полимерными шарами диаметром 450 мм, стен подземных этажей толщиной 500 мм, и перекрытий подземных этажей, толщиной 300мм. Бетон фундамента класса С40/50.

Армирование фундаментной плиты отдельными стержнями арматурой класса S500 в продольном и поперечном направлении. Верхняя арматура укладывается на пространственные поддерживающие каркасы. В местах наибольших моментов укладываются дополнительные стержни. Под плитой устраивается подготовка из бетона класса С8/10 толщиной 100мм. Для связи с монолитными стенами из фундаментной плиты выпускают арматуру с площадью сечения, равной расчетному сечению арматуры стен у верхней поверхности фундаментной плиты.

В качестве напрягаемой арматуры использованы канаты класса S1400, укладываемые в поперечном направлении здания, в верхней части фундаментной плиты, с односторонним натяжением на бетон домкратами двойного действия.

Моделирование расчетной схемы осуществлялось с помощью программ «Лири 9.6» и «Сапфир 1.2.0».

Расчётная модель каркаса здания формировалась в следующей последовательности:

1. Конструирование перекрытия;
2. Добавление к типовому перекрытию колонн и стен, а также ядер жесткости;
3. Копирование модели перекрытия в целях получения модели всего здания;
4. Формирование фундаментной плиты, стен и плит перекрытия подземных этажей, представляющих собой пространственный фундамент;
5. Связь фундамента с верхней частью здания;
6. Назначение жесткостей элементов (назначение типа конечного элемента, модуля упругости, геометрических размеров, плотности материала, коэффициента Пуассона для материала)
7. Приложение горизонтальных и вертикальных нагрузок на модель здания: собственный вес несущих конструкций; постоянные нагрузки от веса конструкций полов, перегородок, ограждающих конструкций; полезные нагрузки; снеговая нагрузка; постоянная и динамическая составляющие ветровой нагрузки.

Расчетная модель фундаментной плиты представляет собой систему из стенок (универсальный четырехугольный КЭ) и верхней и нижней пластин плиты. Таким образом учтено, что плита выполнена с учетом полимерных шаров, образующих пустоты. На нижнюю пластину наложены связи по X, Y, UZ.

В данном случае применена плита на упругом основании с учетом коэффициента постели C_1 . На основании геологических данных, представленных в задании на проектирование, был определен коэффициент $C_1=500 \text{ т/м}^3$.

Плита перекрытия с заполнителем в виде полимерных шаров моделировалась как плита с квадратными отверстиями, с учетом равенства моментов инерции данных элементов (квадрата и круга). Расчетная модель плиты перекрытия также состоит из верхних и нижних пластин и вертикальных ребер. Капитальные зоны из сплошного железобетона, геометрические размеры которых были определены из условия продавливания, заданы как объемные конечные элементы.

Использование в расчете схемы каркаса с количеством конечных элементов более 117 тыс. программного комплекса «Ли́ра 9.6», позволило получить реальную картину напряженно-деформированного состояния элементов каркаса, перекрытий и пространственного фундамента.

Кроме того, в результате расчета были получены основные формы колебаний здания от горизонтальных воздействий динамической составляющей ветровой нагрузки.

Использование программы «Лир-АРМ» позволило определить требуемое армирование фундаментной плиты в двух вариантах – с преднапряжением и без преднапряжения, а также армирование плиты перекрытия.

На основании результатов выполненных расчетов можно сделать следующие выводы:

1. Использование в фундаментной плите заполнения в виде полимерных шаров диаметром 450 мм позволило снизить собственную массу плиты и, как следствие, нагрузку на грунты основания, и снизить расход материалов.
2. Предварительное напряжение фундаментной плиты повысило ее жесткость, а также уменьшило расход ненапрягаемой арматуры на 10%.
3. Использование полимерных шаров в монолитных перекрытиях снизило их собственную массу и следовательно снизить расход бетона и арматуры.
4. На основании анализа напряженно-деформированного состояния конструкций каркаса здания в целом установлено, что в процессе проектирования жесткость здания была завышена. В дальнейшем, решением оптимизационной задачи, можно привести жесткость к требуемым параметрам по перемещениям и колебаниям.
5. На наш взгляд, оптимизация жесткости здания позволит увеличить эффект преднапряжения фундаментной плиты.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-3.02-108-2008 «Высотные здания. Строительные нормы проектирования».
2. СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия».

3. СНБ 5.03.01.02 «Бетонные и железобетонные конструкции».
4. СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений».

Репозиторий БНТУ

Особенности армирования опорных участков предварительно напряженных элементов

Малецкий Ю.А.

(Научный руководитель – Даниленко И.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Железобетонные балки и плиты, армированные высокопрочной арматурой, изготавливаются предварительно напряжёнными с повышенными требованиями к трещиностойкости, поэтому появление в них широко раскрытых трещин всегда свидетельствует либо о серьёзных технологических недоработках, либо о перегрузках.

На рисунке 1 указаны трещины, причина появления которых связана с предварительным напряжением рабочей арматуры.

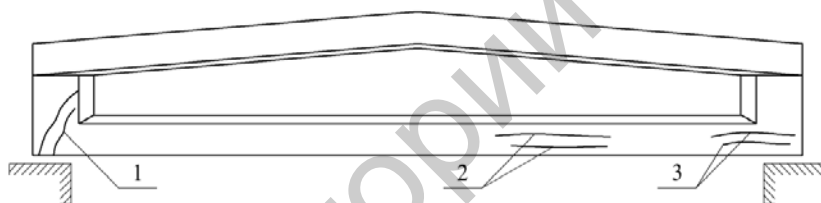


Рисунок 1. Картина трещинообразования в стропильной балке, связанная с предварительным напряжением арматуры

Низкий класс бетона, его недостаточная прочность в момент создания предварительного напряжения вызывает нарушение анкеровки преднапряжённой арматуры и трещины 1.

Трещины 2, 3 вызваны силовым воздействием при обжатии бетона напряжённой арматурой. Они свидетельствуют о недостаточном косвенном армировании в зоне заанкеривания предварительно напряжённой арматуры и о низкой прочности бетона в момент обжатия.

В предварительно напряжённых элементах особое значение имеет конструирование концевых участков, так как на этих участках происходит передача значительных усилий обжатия с арматуры на бетон через натяжные устройства, торцевые анкеры (при натяжении на бетон) или при арматуре без анкеров на концевых участках арматуры в зоне её анкеровки. Здесь же, при внеосевом воздействии на

элемент напрягаемой арматуры, возникают местные перенапряжения в торцевой части элемента, в результате чего могут образовываться раскрывающиеся по торцу и по верху трещины.

Участки предварительно напряжённых элементов в местах опирания натяжных устройств, а также под анкерами напрягаемой арматуры рекомендуется усиливать закладными деталями или дополнительной поперечной арматурой, а также увеличением размеров сечения элемента на этих участках (рисунок 2).

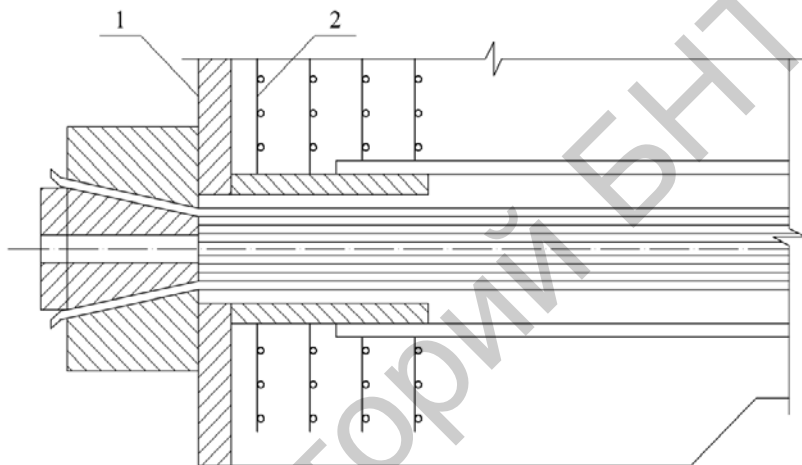


Рисунок 2. Усиление торца предварительно напряжённого элемента под анкерами на опорах (натяжение арматуры на бетон):

1 – распределительный лист; 2 – косвенная арматура в виде сеток

Толщину распределительных листов под анкерными колодками принимают равной 12...16 мм, под гайками – не менее 20 мм. Расстояние от оси колодок или гаек анкеров до грани элемента должно быть не менее диаметра колодки или гайки.

Согласно п. 11.3.4.5 [1] в торцах предварительно напряженных элементов, с целью ограничения развития трещин, вдоль напрягаемой арматуры должна быть установлена дополнительная поперечная (напрягаемая или ненапрягаемая) или косвенная арматура (сварные поперечные сетки или охватывающие продольную напрягаемую арматуру хомуты с шагом не более 100 мм) на участке дли-

ной не менее $0,6 l_{pt}^1$ (см. рисунок 3). Концы узких ребер элементов с сосредоточенной передачей опорных усилий (балки, ребристые плиты и т. д.) рекомендуется усиливать путем постановки закладных деталей с анкерными стержнями. Для плоских плит и панелей допускается устанавливать только косвенную арматуру (корытообразные сварные сетки или замкнутые хомуты с шагом от 50 до 100 мм). В многопустотных плитах безопалубочного формования допускается не устанавливать косвенную арматуру.

Согласно главе 5 [3] дополнительная косвенная арматура, поставленная у концов элемента, может быть учтена в расчёте на местное сжатие (смятие) бетона под анкерными устройствами напрягаемой арматуры.

При косвенном армировании сварными поперечными сетками проверяется условие соответствия коэффициента армирования:

$$\rho_{x,y} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{eff} \cdot s_n} \geq 2\% , \quad (1)$$

где n_x, A_{sx}, l_x – соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в осях крайних стержней) в одном направлении; n_y, A_{sy}, l_y – то же, в другом направлении; A_{eff} – площадь бетона, заключенного внутри контура сеток; s_n – расстояние между сетками.

При косвенном армировании кольцевой арматурой:

$$\rho_{cir} = \frac{4A_{s,cir}}{l_{core} \cdot s_n} \geq 2\% , \quad (2)$$

где $A_{s,cir}$ – площадь поперечного сечения спиральной арматуры; l_{core} – диаметр сечения внутри спирали; s_n – шаг спирали.

Для предотвращения образования продольных трещин у торцов предварительно напряжённых изгибаемых элементов вследствие передачи усилия с напрягаемой арматуры на бетон рекомендуется отгибание части продольной напрягаемой арматуры у опор элемента и распределение её на торце равномерно по высоте; при этом часть отогнутой арматуры допускается выводить на верхнюю грань элемента.

¹ l_{pt} – базовая длина зоны передачи напряжений, определяется по формуле 11.7 п. 11.3.4.4 [1].

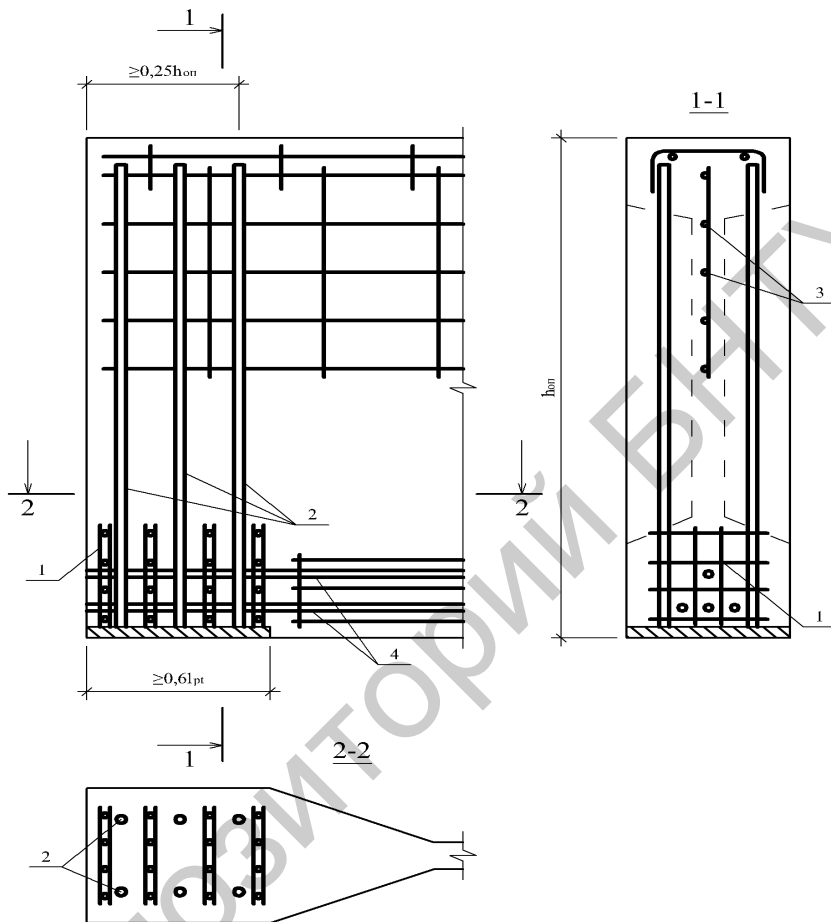


Рисунок 3. Армирование торца предварительно напряжённой балки (натяжение на упоры): 1 – сварные сетки в виде гребёнок (для удобства укладки напрягаемых стержней); 2 – поперечные стержни, привариваемые к закладным деталям; 3 – продольные стержни; 4 – напрягаемая арматура (основная поперечная арматура балок и арматура, устанавливаемая по контуру опорного уширения, не показана)

Кроме того, согласно п. 11.3.4.5 [1] у торцов предварительно напряженных изгибаемых элементов с сосредоточенной передачей опорных усилий (балки, ребристые плиты и т. д.) для предотвращения образования продольных трещин вследствие передачи усилий напрягаемой арматуры необходимо предусматривать дополнитель-

ную напрягаемую или ненапрягаемую поперечную арматуру, располагая ее на участке не более 1/4 высоты элемента (рисунок 3).

Напрягаемая поперечная арматура должна напрягаться ранее натяжения продольной арматуры усилием не менее 15% усилия натяжения всей продольной арматуры растянутой зоны опорного сечения.

Ненапрягаемая поперечная арматура должна быть надежно заанкерена по концам приваркой к закладным деталям. Сечение этой арматуры, в которое допускается учитывать сечение анкерных стержней закладных деталей, должно быть достаточным для восприятия не менее 20% усилия в напрягаемой арматуре нижней зоны, а для элементов, рассчитываемых на выносливость – не менее 30% этого же усилия.

Т.е. сечение такой ненапрягаемой поперечной арматуры в элементах, не рассчитываемых на выносливость, можно найти по формуле:

$$\dot{A}_s = \frac{0,2P_{0,c}}{f_{yd}}$$

где f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры; $P_{0,c}$ – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь, Мн., 2003. – 140 с. (с изм. №1...5).
2. Технология реконструкции зданий и сооружений: учебно-методическое пособие для студентов специальности 1-70 02 01 “Промышленное и гражданское строительство” / С.Н. Леонovich и др. – Мн.: БНТУ, 2010 – 550 с.
3. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Голышев и др. – К.: Будивэльник, 1985 – 496 с.

**Применение предварительного напряжения
в построечных условиях**

Назарова М.А.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

Современное строительство трудно представить без использования предварительно напряженного железобетона, особенно в тех случаях, когда образование трещин в конструкциях недопустимо по условиям эксплуатации. Примером таких конструкций могут служить различные емкости, резервуары, плавательные бассейны, ледовые стадионы, трубопроводы, конструкции, эксплуатируемые при воздействии агрессивных сред. Чтобы избежать появления трещин в бетоне и уменьшить деформации конструкции в стадии эксплуатации применяют предварительно напряженные конструкции.

Хотелось бы отметить целесообразность использования преднапряжения в ленточных и плитных фундаментах. Отсутствие трещин на всех стадиях нагружения фундамента обеспечивает защиту рабочей арматуры от коррозии.

Преднапряжение может осуществляться со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном и без сцепления. Для того чтобы обеспечить возможность натяжения арматуры после твердения бетона, арматура должна иметь возможность свободного перемещения в бетоне. Для этого напрягаемая арматура заключается в каналообразователи: полиэтиленовые трубы (извлекаемые или неизвлекаемые) для системы без сцепления или металлические трубы – для системы со сцеплением. Передача усилий на бетон осуществляется при помощи устанавливаемых на концы напрягаемых элементов анкерных устройств. Как правило, для преднапряжения используются арматурные канаты. Канат в конструкции раскладывается между верхней и нижней сеткой арматуры в соответствии с формой эпюры изгибающих моментов (линией главных растягивающих напряжений). Захват каната на анкере осуществляется при помощи клинового цапгового захвата (рисунок 1).

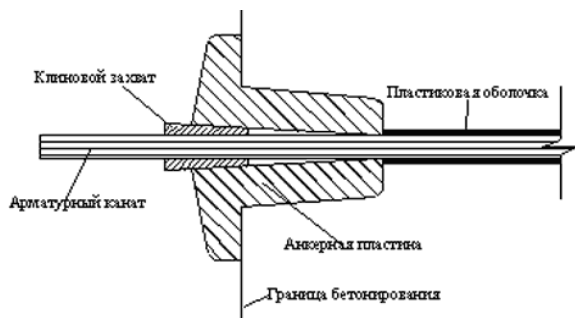


Рисунок 1. Схема анкерного устройства



Рисунок 2. Сечение каната в оболочке

После набора бетоном передаточной прочности, производится натяжение каната при помощи гидравлического домкрата. В зависимости от типа раскладки каната, возникающие при натяжении усилия вызывают напряжения обжатия бетона и, при криволинейности раскладки канатной арматуры, разгружающие усилия по длине пролета.

При выполнении предварительного напряжения со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном, в тело конструкции на стадии опалубочных работ и армирования укладываются каналообразователи, которые изготавливаются, как правило, из тонколистовой вальцованной в холодном состоянии стали толщиной 0,2- 0,35 мм. Вальцевание осуществляется в поперечном направлении по винтообразной линии. Это позволяет увеличить жесткость каналообразователей и улучшить сцепление. После бетонирования в образовавшиеся полости вводятся арматурные элементы из высокопрочной стали (канаты). Затем производят поэтапное натяжение канатов при помощи гидравлического домкрата с тщательным контролем усилия натяжения, после производят инъектирование полости бетоном под давлением. После твердения происходит сцепление арматурно-

го элемента с бетоном. На данный момент технология со сцеплением арматуры с бетоном показала себя как наиболее эффективная при возведении мостовых пролетов, массивных балочных конструкций и высотных сооружений.

В случае применения систем без сцепления в тело конструкции на стадии производства опалубочных работ и армирования укладываются специальные канаты заводского изготовления в гофрированную пластиковую оболочку, которую в последующем заполняют специальным составом, который уменьшает сцепление арматуры с бетоном и защищает ее от коррозии. За счёт этого напрягаемая арматура имеет возможность свободно перемещения относительно бетона как в процессе натяжения, так и при эксплуатации конструкции. Каналообразователи монтируются с канатами или без них и анкеруются. После набора бетоном прочности 70-80% от расчётной, производится монтаж неактивного анкера с прямоугольной опорной плитой (для предотвращения местного смятия бетона конструкции). После этого монтируется активный анкер. С помощью гидравлического домкрата двойного действия выполняется натяжение канатов с последующим закреплением клиновыми анкерами с захватами. Перед заливкой бетона на анкера надеваются формообразователь – опалубочный элемент для создания углубления – “ниши натяжения”. После натяжения арматурного каната с помощью гидравлического домкрата, усилие которого контролируется по манометру, анкер закрывается пластиковой пробкой. При применении преднапряженных конструкций с системой преднапряжения без сцепления с бетоном следует учесть следующее: преднапряженная арматура передает усилия на бетон не по всей длине, а только в местах анкерования на торцах конструкции, а также в местах перегиба канатов. Соответственно, преднапряжение должно быть принято в расчете как приложенные к конструкции внешние силы. Силы, возникающие в местах перегиба канатов, зависят, в первую очередь, от геометрии каната и усилий в нем. Как правило, в конструкциях применяется два типа раскладки канатов - свободная раскладка, при которой фиксируются только анкерные элементы, и фиксированная

раскладка, с фиксированием каната на подкладках. При свободной раскладке геометрия каната определяется его жесткостными характеристиками, собственным весом и габаритами конструкции.

Таким образом, система без сцепления наиболее эффективна при возведении конструкций сравнительно небольшого сечения.

В настоящее время в Минске возводится многофункциональный комплекс на перекрестке проспекта Независимости и ул. К.Калиновского с применением предварительного напряжения железобетона.

Основные пролеты между несущими конструкциями (колоннами) 8.4м x 8.4м.

Для предварительного анализа создана модель и обусловлены геометрические параметры перекрытия.

Основными преимуществами технологий преднапряжения монолитного железобетона являются:

1. Снятие ограничений по максимально возможному шагу колон. Все чаще по архитектурным или технологическим требованиям стало возможно применение преднапряженного монолитного железобетона с шагом колон до 20-24 метров и консолей до 10 метров.
2. Благодаря применению бетонов с повышенными классами прочности, строгой технологии изготовления, преднапряженные конструкции имеют высокие эксплуатационные свойства, такие как трещиностойкость, повышенная жесткость конструкции (за счет обратного выгиба, получаемого при обжатии конструкции), лучшее сопротивление динамическим нагрузкам, коррозионная стойкость, долговечность, сейсмостойкость, исключение растягивающих напряжений в бетоне, стойкость к разрушению от взрывов и т.д..
3. Уменьшение толщины плит перекрытий и фундаментов, в зависимости от нагрузок и шага колон, до 50 % по сравнению с непреднапряженными конструкциями. Нагрузки от веса перекрытий в конечном итоге уменьшают нагрузки на колонны и фундаменты, что существенно снижает общий расход бетона на перекрытия, колонны и фундамент. Увеличение пролетов плитных конструкций до 9-12 м при ограничении их толщины может быть достигнуто при создании неразрезности плит средствами

предварительного напряжения без использования сварки для соединения конструкций между собой.

4. Уменьшение расхода периодической арматуры в конструкциях с преднапряженными высокопрочными канатами до 40%. Например, в плитах перекрытия основное количество арматуры идет вокруг колон для компенсации напряжений от продавливания, а по всей плите, по нижнему поясу – арматурная сетка. Расход высокопрочных канатов на квадратный метр для перекрытий составляет около 4-6 метров. Но для каждого проекта необходимо проводить тщательный расчет, который определит фактический расход материалов. Удельная стоимость арматуры снижается с увеличением прочности арматуры. Поэтому высокопрочная арматура значительно выгоднее обычной. Однако применять высокопрочную арматуру в конструкциях без преднапряжения не рекомендуется, т. к. при высоких растягивающих напряжениях в арматуре трещины в растянутых зонах бетона будут значительно раскрыты, снижая при этом необходимые эксплуатационные качества конструкции.
5. Современные технологии преднапряжения построены на минимальном времени работы на строительной площадке, поэтому в настоящее время полный цикл преднапряженного монолитного железобетона, от монтажа подмостей, до преднапряжения канатов составляет сутки. Этот цикл обеспечивается за счет заранее заготовленных и собранных элементов для преднапряжения, химических добавок в бетон и автоматизированного оборудования.
6. Выполнение всех технологических операций с преднапряженным монолитом исключает необходимость применения заводов ЖБИ.

Недостатки технологии преднапряжения монолитного железобетона:

1. Строгая технологическая дисциплина и высокая технологичность. Нарушение технологии изготовления, несоблюдение требуемых условий натяжения арматуры могут привести к снижению несущей способности предварительно напряженных конструкций, а иногда и к их разрушению.

2. Внецентренное приложение усилий обжатия способно вызвать трещины в бетоне растянутой зоны сечения, а также в торцах конструкций при сосредоточенном и неравномерном приложении усилий обжатия.
3. Большие усилия, передаваемые напрягаемой арматурой на бетон, могут привести к местному разрушению бетона от смятия под анкерами, потере сцепления арматуры с бетоном у ее концов вследствие проскальзывания напрягаемой арматуры и разрушению конструкции в целом. Для их предупреждения необходимо создавать местные уширения конструкций, за счет дополнительного расхода металла усиливать отдельные участки конструкции.

Все же, преимущества предварительно напряженных конструкций настолько значительны, что, несмотря на недостатки и усложнение процесса их изготовления, они находят широкое применение в строительстве.

Опыт применения технологии предварительного напряжения в нашей стране не столь обширен как за рубежом но, тем не менее, данная методика привлекает всё большее внимание со стороны архитекторов и проектировщиков. Использование преднапряженного железобетона позволяет снизить стоимость строительства, расход стали и объем бетона, увеличить устойчивость и сейсмостойкость конструкций, зданий и сооружений в целом. Таким образом, развитие производства предварительно-напряженного железобетона необходимо для дальнейшего совершенствования строительства. Предварительное напряжение бетона в конструкциях в построечных условиях демонстрирует новые возможности и определяет перспективу развития железобетона в качестве материала для возведения современных зданий и сооружений.

Интеграция языка программирования VBA Excel в систему автоматизированного проектирования AutoCAD

Опанасенко М.С.

(Научные руководители – Делендик С.Н., Коршун Е.Л.,
Коледа С.М., Локотков М.Л.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

На сегодняшний день применение объектно-ориентированного языка программирования VBA в проектной деятельности студентов широко распространено.

VBA – это обычно самый удобный язык для работы с приложениями Office. Главная причина проста – язык VBA встроен в приложения Office, и код на языке VBA можно хранить внутри документов приложений Office: в документах Word, книгах Excel, презентациях PowerPoint и т.п. Конечно же, этот код можно запускать из документов на выполнение, поскольку среда выполнения кода VBA (на программистском сленге – хост) встроена внутрь этих приложений. В настоящее время VBA встроен во все главные приложения Microsoft Office – Word, Excel, Access, PowerPoint, Outlook, FrontPage, InfoPath; в другие приложения Microsoft, такие как Visio и Project; в более 100 приложений третьих фирм, например, в CorelDRAW, AutoCAD и т. п.

В данной статье более подробно пойдет речь об интеграции языка программирования VBA Excel в систему автоматизированного проектирования AutoCAD. И так, в AutoCAD, начиная с версии R14, введена поддержка VBA (Visual Basic for Application). В отличие от VisualLISP VBA является визуальной средой программирования, однако приложения VBA работают с AutoCAD только посредством ActiveX, а с AutoLISP взаимодействие сильно ограничено. Достоинствами VBA является более полная поддержка ActiveX и возможность загрузки DLL-библиотек. Для взаимодействия с другими приложениями через ActiveX нужно выполнить три основных операции:

- 1) установить ссылку на другое приложение;
- 2) создать экземпляр этого приложения;

3) написать программу, использующую методы и свойства приложения.

Чтобы сделать ссылку на объектную библиотеку другого приложения, нужно в меню Tools → References указать нужное, после чего в окне просмотрщика объектов будут доступны объекты другого приложения.

Рассмотрим пример программы для вычисления ординат эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в стойке и ригеле рамы от действующих нагрузок (рисунок 1); выполним подбор размеров прямоугольного сечения для стержней при заданной прочности и ширине сечения, меняющейся в интервале от b_{min} до b_{max} (должно выполняться соотношение $b = (0.3...0.5) \cdot h$). Если ни для одного b из заданного промежутка соотношение не выполняется, то увеличить R на 10 % и повторить расчёт); создадим кнопку для построения эпюр в системе автоматизированного проектирования AutoCAD.

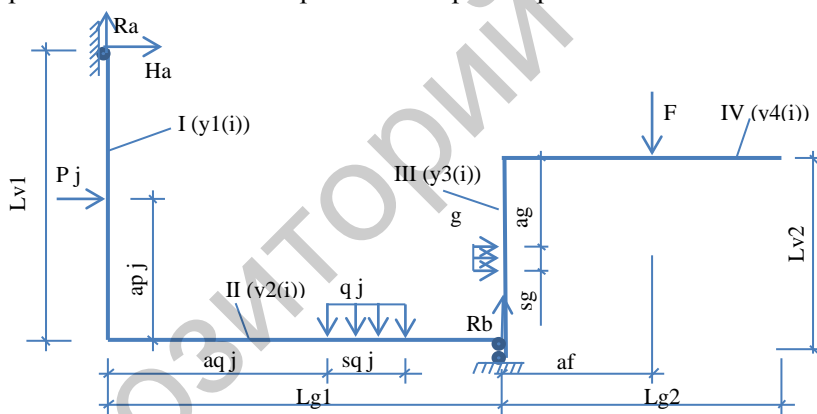


Рисунок 1 – Рама с нагрузками

Составим алгоритм для корректного расчета рамы и с помощью языка программирования VBA Excel и AutoCad создадим макрос. Алгоритм программы будет содержать следующие основные пункты:

- разработка математической модели;
- ввод данных на рабочий лист Excel и ввод максимального числа разбиений стержней в окне сообщений при нажатии кнопки «Пуск»;

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	
1	Исходные данные							число разбиений (сечений)							Ra	Ha	Rb	
2	размеры рамы							сечения							12,5	-40	17,5	
3	lg1	lg2	lv1	lv2	м			n	Массивы									
4	4	2	2	4				1	2	P	ар	q	aq	sq				
5	величины и привязки сосредоточенных сил							2	4	10	1	10	1	2				
6	F	af	кН, м				3	4	10	1								
7	10	1					4	2										
8	распределенных нагрузок																	
9	g	ag	sg	кН/м, м														
10	10	1	2															
11																		
12	bmin	bmax	db	mm	R	Mпа												
13	20	100	0.1		210													
14	Пуск																	
15																		
16	вывод		1		2		3		4									
17	участки		y	Q	M	y	Q	M	y	Q	M	y	Q	M				
18			0	-40	0	0	12,5	-60	0	-20	-50	0	10	-10				
19			1	-40	-40	1	12,5	-47,5	1	-20	-30	1	10	0				
20			2	-20	-60	2	2,5	-40	2	-10	-15	2	0	0				
21						3	-7,5	-42,5	3	0	-10							
22						4	-7,5	-50	4	0	-10							

Рисунок 2. Таблица для ввода исходных данных

– выбор приложенных сил и нагрузок, их кол-ва, а также кол-ва сечений для каждого стержня в отдельности (работа с пользовательской формой UserForm под название «Расчёт системы»);

– для ввода данных в память жмем кнопку «Ввод», а затем выбираем одно из действий:

- расчет всех внутренних сил,
 - расчет внутренних сил в определенном сечении (требует ввода номера стержня, и расстояния от его начала до сечения, в котором нужно вычислить силу и момент),
 - расчет размеров сечения,
- и подтверждаем выбор кнопкой «Расчёт»;

– для вывода ординат эпюры изгибающих моментов (M) и поперечных сил (Q) в программу AutoCAD жмем кнопку «Autocad»

Таблица 1.

Вывод	1			2			3			4		
Участки	y	Q	M	y	Q	M	y	Q	M	y	Q	M
	0	-40	0	0	12,5	-60	0	-20	-50	0	10	-10
	1	-40	-40	1	12,5	-47,5	1	-20	-30	1	10	0
	2	-20	-60	2	2,5	-40	2	-10	-15	2	0	0
				3	-7,5	-42,5	3	0	-10			
				4	-7,5	-50	4	0	-10			

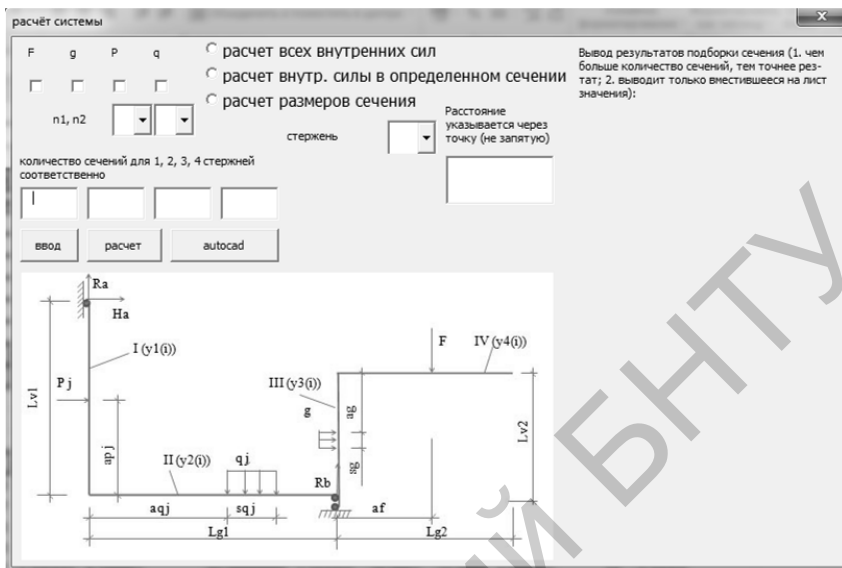


Рисунок 3. Форма с возможностью выбора нагрузок их количества и кнопками ввода-вывода

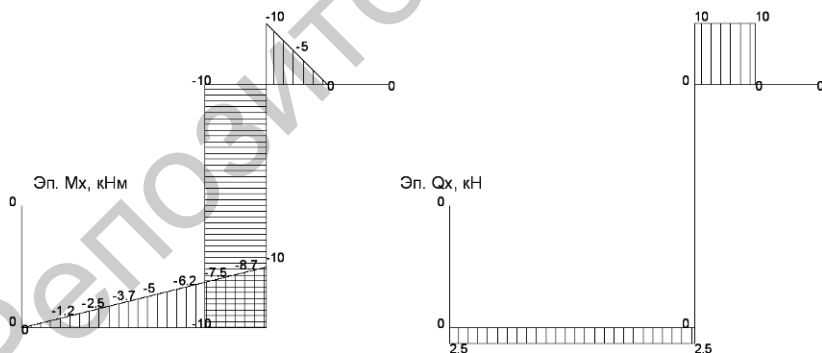


Рисунок 4. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

В заключении отметим, что интеграция возможностей конкретных офисных приложений и программирования позволяют выбрать оптимальные подходы при разработке проектов в зависимости от выбранной тематики, связанной с моделированием или созданием

прикладных программ. Использование особенностей языка VBA при организации применения ИКТ в проектной деятельности создают предпосылки для формирования устойчивой внутренней мотивации личности и значительному повышению познавательных и социальных мотивов обучения. Уровень овладения конкретными знаниями в области применения офисных приложений и основ программирования, который подтверждается высоким качеством созданных проектов, а также формирование представлений о возможностях реализаций этих знаний, обеспечивают результативное использование этих знаний студентами в своей практической деятельности в процессе обучения в ВУЗе и после его окончания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Свет В.Л. AutoCAD: Язык макрокоманд и создание кнопок. – СПб.: «БХВ-Петербург», 2004. – С. 320. – ISBN 5-94157-392-8
2. Бондаренко Сергей Валериевич AutoCAD для архитекторов. – М.: «Диалектика», 2009. – С. 592. – ISBN 978-5-8459-1491-0

УДК 624.012

Сравнительный анализ результатов армирования монолитной железобетонной плиты перекрытия плоскими арматурными сетками и стальными канатами с предварительным напряжением в построечных условиях

Передков И.И.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В настоящее время в строительной отрасли Республики Беларусь намечается тенденция к усложнению возводимых зданий и сооружений. Строительство высотных зданий, большепролетных конструкций или уникальных сооружений, таких, как Островецкая АЭС – процесс, связанный с разрешением проектировщиками и исполнителями различных нетривиальных ситуаций, что неизбежно ведет к освоению новых технологий и материалов, а также методик проектирования.

В данной работе на примере конкретной расчетной ситуации проведен сравнительный анализ вариантов армирования монолитной плиты перекрытия сетками ненапрягаемой арматуры и канатами с предварительным напряжением в построечных условиях.

Рассматриваемая конструкция является частью каркаса здания банка в составе многоэтажного жилого комплекса с встроенными помещениями по ул.Филимонова – переменной этажности (6-7-8 этажей), овальной формы в плане, с общими размерами 91,40х73,40 м. Конструктивная схема – рамно-связевый монолитный железобетонный каркас. Каркас запроектирован с монолитными железобетонными колоннами, монолитными железобетонными диафрагмами жесткости, монолитными перекрытиями.

Рассматривается плита перекрытия на отметке +18.850 (шестой этаж, план – рисунок 1). Сбор нагрузок произведен в соответствии с требованиями действующих норм, а именно [1] и [2]. Расчет деформаций, НДС и армирования ненапрягаемой арматурой конструкций перекрытия произведен при помощи ПК “SCAD” версии 11.3. Конечноэлементная модель представлена непосредственно плитой перекрытия, а также жестко защемленными колоннами и диафрагмами в уровне этажом ниже. Такой способ задания позволяет учесть

различную податливость опор плиты (диафрагм и колонн) и получить картину перемещений и НДС, наиболее приближенную к действительности. Изолированное задание плиты вне каркаса дает картину перемещений без учета осадок нижележащих конструкций, т.е. непосредственно перекрытия. К сожалению, в настоящее ПК “SCAD” даже последних версий не дает инструментов для расчета предварительно напрягаемых конструкций, потому определение требуемой площади сечения напрягаемой арматуры и все сопутствующие расчеты выполнены вручную в соответствии с требованиями раздела 9 [2]. В расчет принята полоса шириной 1 м в осях 26 – Б-Г, т.к. именно данный фрагмент перекрытия претерпевает наибольшие деформации. Рассматривается сечение в пролете, между осями Б и В, натяжение арматуры производится в радиальном направлении (в направлении цифровых осей).

Подбор напрягаемой арматуры произведен с учетом требований п.5.5.3.7 [2] и п.5.5.3.8[2] по альтернативной и деформационной моделям соответственно. В расчет приняты канаты К7 Ø15 S1400. С учетом принятой технологии создания усилия предварительного обжатия, учтены требования п.9.9 [2] “Конструкции без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном”. Произведен расчет потерь усилия предварительного обжатия по п.9.3 [2], технологических по п.9.3 (от релаксации напряжений в арматуре – п.9.3.1.1а [2], от проскальзывания арматуры в анкерных устройствах – п.9.3.1.4 [2], от трения арматуры о стенки каналов – п.9.3.1.6 [2]) и эксплуатационных. Согласно требованиям п.11.2.16 [2], наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, определяемые эффективностью работы бетонного сечения, усиленного арматурой, должны быть в изгибаемых элементах не более 400 мм, при этом площадь сечения конструктивно установленной арматуры должна быть не менее 0,15 % площади бетона. Анализ результатов расчета показал, что при армировании канатами К7 Ø15 S1400 данное требование не соблюдается, потому было принято решение ввести стержни ненапрягаемой арматуры Ø12 S400 в количестве 4 шт. общей площадью 452 мм² на метровую полосу сечения. Помимо конструктивных требований, такой подход целесообразен в целях усиления конструкции на стадии нахождения в опалубке, когда натяжение канатов еще не произведено. Армирование сжатой зоны се-

чения принято конструктивно (т.н. «фоновая» арматура стержнями $\varnothing 10$ S400 с шагом 200 мм).

Итого, получено армирование сечения:

– в верхней зоне - $\varnothing 10$ S400 с шагом 200 мм – 393 мм²/м (конструктивно);

– в нижней зоне – 2 каната К7 $\varnothing 15$ S1400 (шаг 500 мм) и 4 стержня $\varnothing 12$ S400 – 257+452 = 709 мм²;

– поперечная арматура устанавливается конструктивно.

Расчет по образованию трещин (п.9.8.1.4 [2]) показал, что трещины не образуются, а полный прогиб конструкции при использовании предварительно напрягаемой арматуры составил всего лишь 1.2 мм, что обусловлено большей жесткостью сечения без трещин и значительно упрощает работы по устройству полов и отделке потолков на нижнем этаже.

Подбор ненапрягаемой арматуры средствами ПК “SCAD” дал следующее армирование сечения:

– в верхней зоне - $\varnothing 10$ S400 с шагом 200 мм – 393 мм²/м (конструктивно);

– в нижней зоне - 5 стержней $\varnothing 16$ S400 - 1005 мм²/м;

– поперечная арматура устанавливается конструктивно.

Ширина непродолжительного раскрытия по результатам машинного расчета при арматуре $\varnothing 16$ мм – 0.3 мм, продолжительного – 0.3 мм. Прогиб перекрытия в пролете составил 21 мм. Поверочный подбор арматуры вручную дал совпадение результатов с точностью до 4%.

Очевидно, что несмотря на некоторую технологическую сложность реализации, предварительное напряжение в построечных условиях ощутимо улучшает технические, эксплуатационные и эстетические характеристики конструкции. Заметна тенденция к уменьшению расхода стали, однако рассматриваемый пример в данном отношении не совсем показателен ввиду относительно небольшого пролета конструкции и нагрузок на нее. Однако, можно предположить, что в случае армирования элементов более масштабных конструкций удастся достигнуть и снижения расхода арматуры ввиду ее более эффективного использования.

Следует учитывать также и некоторые технологические особенности конструкции с предварительным напряжением арматуры в

построечных условиях. Концепция использования каналообразователей, заполненных антикоррозионной смазкой, предполагает возможность замены одного или нескольких канатов, а также более полный контроль за их техническим состоянием. Фактически, речь идет о ремонтопригодности конструкции. А это более качественный подход к технической эксплуатации зданий и сооружений.

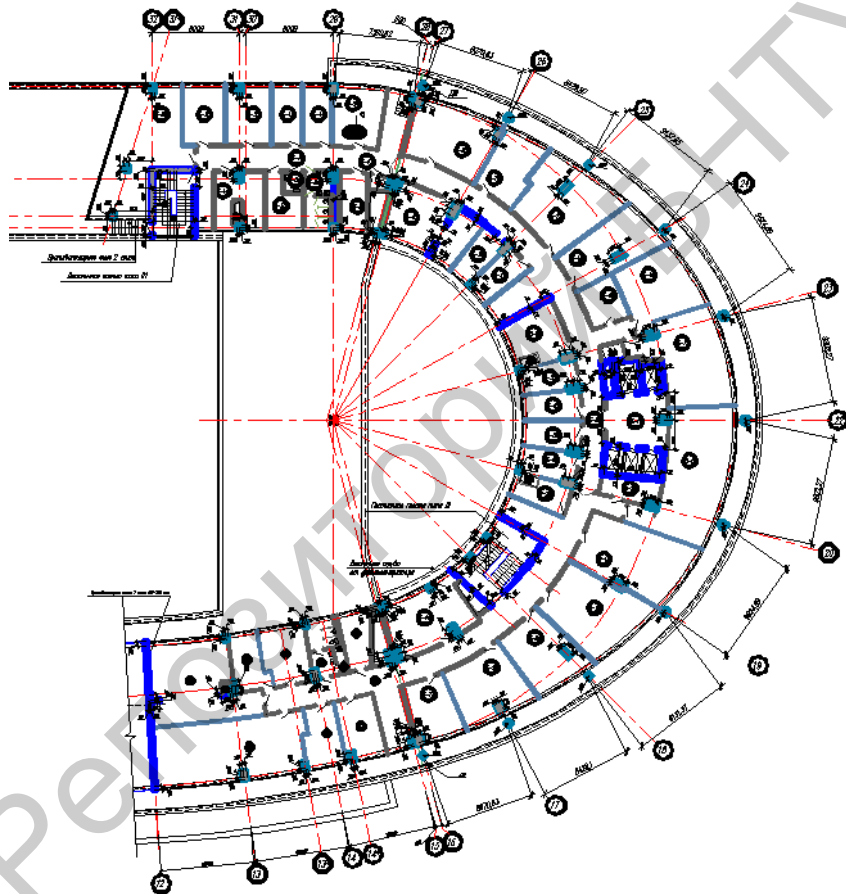


Рисунок 1. Фрагмент плана на отм. +19.000

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. - Госстрой СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. С изменением №1 РБ.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с.
3. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. –М: Стройиздат, 1985 г.
4. Пецольд Т.М., Тур В.В. Железобетонные конструкции. –Брест, БГТУ, 2003. -380 с.

**К вопросу о применении трубобетонных конструкций при
строительстве зданий**

Радкевич П.В.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В современных экономических реалиях Республики Беларусь, дальнейшее развитие строительства невозможно без усиления режима экономии, эффективного использования ресурсов, снижения энерго- и материалоемкости, дальнейшей индустриализации строительного производства. Одно из основных направлений развития строительных конструкций – сокращение расхода металла, экономия цемента и лесных материалов на основе рационального сочетания бетона и стали для их совместной работы.

Этим требованиям удовлетворяют строительные конструкции из трубобетона, в которых роль арматуры выполняют стальные трубы. При относительно малом поперечном сечении такие конструкции способны выдерживать значительные усилия, за счет объемного напряженного состояния бетон воспринимает напряжения, превышающие его прочность, что обеспечивает значительную экономию материалов.

Трубобетонные конструкции армируются арматурой так, что она способна воспринимать продольные усилия и в то же время создавать объемное напряженное состояние в бетоне, повышая, таким образом, несущую способность. Трубобетонная конструкция представляет собой трубу, заполненную бетоном. Трубы могут заполняться методом центрифугирования, благодаря чему в конструкции образуется полость. Данная полость может заполняться фибробетоном, что значительно повышает несущую способность конструкции.

Бетон в условиях всестороннего обжатия обладает исключительно высокой несущей способностью. Применение таких конструкций обеспечивает экономию бетона и стали.

В трубобетоне стальная труба выполняет функции как продольного, так и поперечного армирования. Она воспринимает усилия во всех направлениях и под любым углом. Боковое давление трубы

препятствует интенсивному развитию микротрещин разрыва в бетонном сердечнике, который в условиях всестороннего обжатия выдерживает напряжения, значительно превосходящие призмную прочность. Одновременно труба, заполненная бетоном, оказывается в значительной степени, защищённой от потери местной и общей устойчивости

Трубобетонные элементы находят применение в традиционных конструкциях, работающих на сжатие: колоннах промышленных и гражданских зданий, пилонах висячих покрытий и сооружений, опорах ЛЭП, сжатых стержнях арок и ферм, в качестве сжатого пояса в балках.

Наиболее эффективно используется трубобетон при проектировании колонн. Поперечное сечение колонн может быть как сплошным, так и решетчатым. В сквозных колоннах подбор поперечных сечений и расчет отдельных ветвей выполняют так же, как и отдельных центрально и внецентренно сжатых трубобетонных элементов. Сплошные колонны следует рассчитывать, как внецентренно сжатые, стальные, при этом комплексное сечение приводят к стальному. В колоннах со сплошным сечением стенку рассчитывают так же, как и в стальных колоннах. Стенка, если этого требует расчет, усиливается поперечными или продольными ребрами. Внецентренно сжатые колонны в площади изгиба проверяются на устойчивость по формулам центрального сжатия.

При проектировании многоэтажного здания по ул. Лещинского» в г. Минске применены колонны длиной 22.6 м.

В проекте, который принят к производству, данная колонна за-проектирована монолитной железобетонной, круглого сечения диаметром 800 мм. В качестве несъемной опалубки выступает стальная труба с наружным диаметром 820 мм и толщиной стенки 10 мм. Отдельные секции трубы стыкуются по высоте сварными швами.

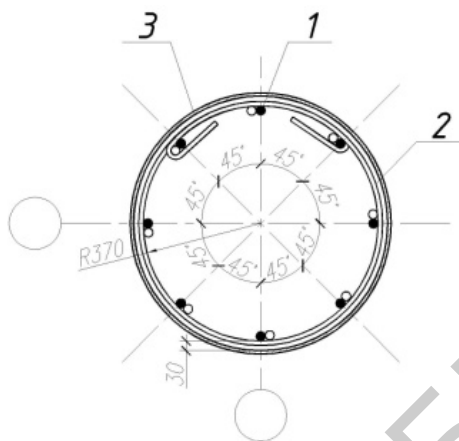


Рисунок 1. Запроектированное поперечное сечение колонны: 1- рабочая арматура; 2- хомут; 3- стальная труба

Однако в современных реалиях в строительной отрасли Республики Беларусь важным является экономичность конструкций. Этому требованию удовлетворяют строительные конструкции из трубобетона, в которых роль арматуры выполняют стальные трубы. При относительно малом поперечном сечении такие конструкции способны выдерживать значительные усилия, за счет объемного напряженного состояния бетон воспринимает напряжения, превышающие его прочность, что обеспечивает значительную экономию материалов. Именно поэтому мною для сравнения был выбран трубобетонный вариант конструктивного решения колонны.

Подбор сечения трубобетонного элемента велся по методике, описанной в книге Л.И. Стороженко уменьшится.

Исходные данные для расчета таковы: $N=3460$ кН, $M_x=26$ кНм, $M_y=87$ кНм, $l=22.6$ м., сталь трубы – С235, бетон С20/25.

Расчет проходил, исходя из требований прочности и устойчивости, и свелся к решению системы трех уравнений. Система решалась методом подстановки, с учетом возможностей сортамента труб. В результате выяснилось, что наиболее подходящим является сечение, ограниченное трубой внешним диаметром 720 мм и толщиной стенки 7 мм.

Расход металла и бетона на запроектированные варианты колонн приведен в таблице 1.

Таблица 1. Расход материалов.

Материал	Железобетонное сечение	Труبوبетонное сечение
Бетон С20/25, м ³	11.36	8.84
Сталь С235, кг	4514.4	2779.8
Сталь S500, кг	635.2	-

Таким образом, труبوبетонное сечение обеспечивает экономию бетона в 20% . Также стоит отметить значительную экономию стали. Однако, в случае применения для бетонирования колонны инвентарной опалубки, экономичнее вариант из монолитного железобетона.

Стоит отметить, что данное сравнение не является показательным, т.к. колонны такой длины применяются редко. Зачастую в зданиях имеют место колонны длиной 3-5 метром, а для таких случаев труبوبетон показывает расход материалов на 30-40% меньше, чем традиционный железобетон.

Таким образом, труبوبетонные конструкции имеют право на существование и требуют дальнейшего исследования. А применение тех или иных конструкции в строительстве должно обосновываться технико-экономическими расчетами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Л.И. Стороженко «Расчет труبوبетонных конструкций» Киев «Будивэльник», 1991.-120 с.

**Сравнительный анализ расхода материалов
при проектировании многоквартирного жилого дома
с варьированием прочностных характеристик несущих
конструкций**

Руденко В.В.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

При создании образа жилого дома, являющегося активной архитектурно-планировочной доминантой, преследовались определенные цели. Осуществление идеи включения в линию жилой застройки активного высотного акцента, имеющего стилизованную форму олимпийского факела. Для решения высотно-фасадной линии, а также создания неоднородной структуры пластики фасада в экстерьер вводятся такие элементы, как лоджии и имеющие разный ритм системы остекления, поэтажную форму и цветовое решение.

Для усиления архитектурной составляющей жилого дома на фасадах предусмотрено структурное остекление.

Венчающая часть здания усиливается дополнительным высотным акцентом в виде кристаллического скатного завершения и стилизованного подсвечиваемого образа пламени (факела) из специального светоотражающей сети, доводящей общую высоту здания до 91,9 метра.

24-этажное здание запроектировано в соответствии с утвержденной номенклатурой квартир, которая учитывает все требуемые социальные группы семей в пропорции с учетом задания на проектирование. Кроме жилых квартир в комплексе на 2-х этажах запроектированы встроенные помещения административно-офисного назначения ориентировочно на 80 сотрудников, а также стоматологический кабинет.

В качестве отделки наружных ограждающих поверхностей применяется или система лицевой декоративно-защитной отделки из полимерного (акрилового) окрасочного состава по мелкозернистым эффективным стеновым блокам, или вентфасадная система отделки типа "Сканрок" с покрытием керамическими панелями. Цоколь облицовывается декоративными рельефными бетонными и керамиче-

скими плитами темно-голубого (синего) цвета. На отдельных фрагментах фасадов применяются цветные вставки из декоративных полимерных плиток. Отделка верхних жилых и технических этажей выполняется из структурного стекла цвета светло-серебристого графита. Для отдельных элементов фасада применяется система структурного зеркального остекления на всю высоту этажа.

Жилой дом запроектирован в монолитном рамно-связевом безригельном железобетонном каркасе. Пространственная жесткость и устойчивость жилого дома обеспечивается совместной работой горизонтальных монолитных дисков перекрытий, вертикальных монолитных железобетонных колонн и диафрагм жесткости, которыми являются стены лестнично-лифтового блока и монолитные межквартирные и внутриквартирные стены толщиной 200 и 250мм.

Фундаменты под стены и колонны 24-х этажного здания приняты в виде сплошной монолитной железобетонной плиты толщиной 1500мм.

Основанием фундаментной плиты будут служить следующие грунты:

- супесь прочная (ИГЭ-12)
- супесь очень прочная (ИГЭ-13)

В период изысканий грунтовые воды в основании фундаментов под 24-х этажный жилой дом вскрыты на глубине 21.8 ... 22.4м, что соответствует абсолютным отметкам 189.990 ... 199.040.

Подземная часть жилого здания монолитная железобетонная из бетона С20/25 толщиной 400мм.

Шаг колонн жилого здания различен и варьируется от 2.0м до 5.0м. Колонны сечением 40х60см, 40х70см, 50х70см монолитные железобетонные из бетона С25/30 ... С40/50.

Колонны сечением 400х400 монолитные железобетонные из бетона С25/30.

Перекрытия жилого дома – монолитные железобетонные толщиной 200мм из бетона С25/30.

Лестничные марши – монолитные железобетонные из бетона С25/30. Металлические ограждения лестниц по серии 1.050.1-3 в.2. Железобетонные перемычки приняты по серии Б1.038.1-1. Перемычки наружных стен - железобетонные с последующим утеплением. Наружные стены приняты из керамзитобетонных блоков $D = 600\text{кг/м}^3$ по СТБ 1008-95 толщиной 500мм на клею с поэтажным

опиранием на перекрытия. Утеплитель цокольной и подземной части наружных стен - плиты из экструдированного пенополистирола толщиной 50мм. Утеплитель пола над неотапливаемыми помещениями - плиты пенополистирольные ППТ-25-А СТБ 1437-2004 толщиной 50мм. Утеплитель в полу технического помещения - плиты ППТ-25-А СТБ 1437-2004 толщиной 30мм. Кровля рулонная с внутренним водостоком из 2-х слоев кровельного битумноэластомерного материала по СТБ 1107-98. Верхний слой с посыпкой РП1. Для создания уклонов используется керамзитобетон. В качестве утеплителя приняты плиты ППТ-25-А СТБ 1437-2004 толщиной 120мм – над лестницами и 2-ым этажом, толщиной 50мм – над теплым чердаком.

Утеплитель в полу технического этажа – плиты пенополистирольные ППТ-25-А толщиной 30мм с последующим устройством по ним армированной стяжки из цементно-песчаного раствора М100 толщиной 40мм. Утепление торцов монолитных железобетонных плит и колонн выполняется минераловатными плитами типа «БЕЛТЕП» ПЖ-150 ТУ ВУ 400051892.431-2005 толщиной 100мм.

Балконная часть плит перекрытий у наружной стены утепляется сверху плитами ППТ-25-А СТБ 1437-2004 толщиной 30мм, снизу плитой минераловатной типа «БЕЛТЕП» ПЖ-150 толщиной 50мм на ширину 500мм для нейтрализации «мостиков холода». По периметру наружных стен здания выполняется отмостка по индивидуальной детали шириной 1000мм. Полы по железобетонным плитам и по грунту предусмотрены по серии 2.144-1/88, 2.244-1 в.6 и индивидуальные. Для придания архитектурной выразительности фасадам над зданием выполнены декоративные элементы из металлоконструкций высотой 13м.

Согласно требованиям ТКП 45–3.02–108–2008 проектом предусмотрены технические решения по защите конструкций здания от прогрессирующего обрушения, а также для повышения жесткости каркаса. Для этого через каждые 5 этажей высотной части здания в проекте предусмотрено увеличение толщины монолитных железобетонных перекрытий до 300 мм.

При проектировании данного здания был выполнен сравнительный анализ вариантов армирования при варьировании прочности материалов плиты перекрытия и колонны, а именно бетона классов

C25/30(плита перекрытия), C30/37 (колонна) и класса C40/50 и арматуры класса S500 и класса S400.

Для варианта с изменением характеристик бетона для сравнения принят бетон большего класса, произведен расчет возникающих усилий и подбор арматуры класса S500. Расчет был выполнен в программном комплексе «Лира». Далее при одинаковом первоначальном классе бетона были приняты 2 различных класса арматуры, с помощью ПК «Лира» был осуществлен подбор арматуры. На основании расчетов получены следующие результаты.

В первом варианте (варьирование прочностными характеристиками бетона) была получена незначительная экономия арматуры. В силу достаточной сложности приготовления бетона класса C40/50, оптимальным остается применение бетона классов C25/30 и C30/37 в качестве материалов для плиты перекрытия и колонны соответственно.

Во втором варианте (варьирование прочностными характеристиками арматуры) была получена значительная разница в расходе арматуры. При использовании арматуры класса S400 ее расход увеличивается на 19% и 22% для плиты перекрытия и колонны соответственно.

Таким образом, при проектировании несущих конструкций жилого дома наиболее целесообразным является применение бетона классов C25/30 и C30/37 и арматуры S500.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. - Госстрой СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. С изменением №1 РБ.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с.
3. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2008. – 92с.

Теплоизоляционная защита конструкций подземных сооружений как фактор системного обеспечения их работоспособности и долговечности

Самусевич Д.В.

(Научный руководитель – Ловыгин А.Н.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

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

Практика обследования конструкций подземных сооружений свидетельствует о том, что при их проектировании и строительстве, как правило, не в полной мере учитывается влияние на эксплуатацию гидроизоляционных систем теплоизоляции, дренажа, и т.д.

Как правило, строительные конструкции подземных сооружений могут подвергаться намоканию по разным причинам. В зависимости от источников влаги может происходить капельно-жидкое или конденсационное увлажнение.

Применительно к теме настоящей статьи следует рассматривать второй тип увлажнения строительных конструкций сооружений.

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

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

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

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

Круговой конденсацией следует считать конденсацию, происходящую за счет смещения водяных паров в пределах одного и того

же замкнутого объёма воздуха в полости конструкции или материала (в массивных конструкциях, таких например, как пилоны).

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

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

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

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

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

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

Согласно теории теплопередачи, величина (t_{ϕ}) связана с термическим сопротивлением ограждающей конструкции R_0 и сопротивлением тепловосприятости R_B зависимостью [2]:

$$t_{BH} = t - (t_B - t_n) \cdot R_0 / R_B$$

где: t_B и t_n – температуры внутреннего и наружного воздуха, °С;
 $R_B = 1 / \alpha_B$ – сопротивление теплопередаче на внутренней поверхности ($\text{м}^2 \cdot \text{°С}$);
 α_B – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции, $\text{Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{°С}$;

$R_0 = 1/\alpha_B + R_k$ – сопротивление теплопередаче, $\text{м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$

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

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

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

К материалам, применяющимся в качестве теплоизоляции заглубленных и подземных сооружений, предъявляются особые требования: малое водопоглощение, высокая прочность при сжатии при низкой теплопроводности, стойкость к агрессивным подземным водам, неподверженность гниению.

По виду исходного сырья теплоизоляционные материалы делятся на неорганические и органические. По структуре – на волокнистые, ячеистые и зернистые. По сжимаемости: на мягкие «М» – относительная деформация свыше 30%; полужесткие «ПЖ» – соответственно 6 – 30%; жесткие «Ж» – не более 6% (при удельной нагрузке 2,0 кПа); повышенной жесткости – до 10% (при удельной нагрузке 4,0 кПа) и твердые – до 10% (при удельной нагрузке 10,0 кПа) [3].

В заключении следует отметить, что выбор вида и типа теплоизоляционной защиты конструкций подземных сооружений в слу-

чае необходимости должны основываться на действительном состоянии температурно-влажностного режима помещений, условий эксплуатации конструкций, экономической целесообразности, т.е. стоимости и ремонтпригодности, наличия имеющейся сырьевой базы, квалификации исполнителей и других сопутствующих факторов.

ЛИТЕРАТУРА

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

**Перспективы применения сборного железобетона для
строительства зданий различного назначения
в Республике Беларусь**

Смышляева С.А.

(Научный руководитель – Латыш В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В настоящее время широкое распространение получило строительство общественных и торговых зданий из монолитного железобетона. Также часто монолитный железобетонный каркас применяют для строительства автомобильных паркингов. Основным достоинством монолитного железобетона является возможность архитектурной выразительности зданий, что обуславливает его применения в уникальных проектах. Если рассматривать экономическую сторону, то нельзя однозначно сказать какой вариант будет дешевле: монолитный или сборный, т.к. в этом случае необходимо учитывать множество факторов, таких как удаление строительной площадки, период ведения строительных работ и т.д.

Автор в рамках данной статьи не производит ни каких экономических анализов, а просто пытается показать, что область применения сборного железобетона в странах западной Европы намного шире, чем на данный момент в Республике Беларусь.

Основными достоинствами сборного железобетона являются:

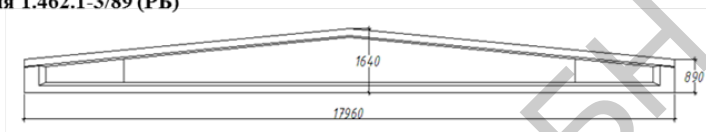
1. Простота монтажа конструкций.
2. Независимость от погодных условий.
3. Заводская система контроля качества.
4. Возможность применения преднапряжения.
5. Высокая производительность работ.

Все перечисленные факторы определяют выбор в сторону сборного железобетона. Однако если брать ассортимент применяемых конструкций и типовых схем зданий, выпускаемых белорусской промышленностью, то он на порядок более скудный, чем в странах Евросоюза. Основным вопросом, возникающим при проектировании любого здания, а особенно промышленного является возможность обеспечения больших пролетов конструкций, что облегчает технологических решения объекта, делает здание более универ-

сальным с точки зрения его перепрофилирования. Так например наибольший пролет, перекрываемый железобетонными двускатными балками по серии 1.462 составляет 18 м, при этом высота конструкции 1,64 м (рисунок 1). Если брать ассортимент железобетонных балок концерна Cosolis, то пролет балки доходит до 32 м, а высота конструкции с пролетом 18 м, примерно 1,35 м.

СРАВНЕНИЕ ГАБАРИТНЫХ РАЗМЕРОВ ДВУСКАТНЫХ БАЛОК

серия 1.462.1-3/89 (РБ)



Концерн Cosolis (ЕС)



Профиль	h	b	c	d	e	f	b _{вр}	L _{min}	L _{max}
SI 900/500	900	500	150	190	95	150	120	6000	12000
SI 1050/500	1050	500	150	190	95	150	120	8000	16000
SI 1200/500	1200	500	150	190	95	150	120	10000	20000
SI 1350/500	1350	500	150	190	95	150	120	12000	25000
SI 1500/500	1500	500	150	190	95	150	120	14000	28000
SI 1650/500	1650	500	150	190	95	150	120	15000	30000
SI 1800/500	1800	500	150	190	95	150	120	16000	32000

Рисунок 1 – Сравнение габаритных размеров двускатных балок

Одним из интересных способов перекрытия являются плиты ТТ (рисунок 2). Эти плиты перекрытия имеют ребристое сечение и гладкую нижнюю поверхность. В основном эти плиты используются для больших пролетов и приложенных нагрузок.

Плиты производятся с двумя стандартными ширинами: 2400 и 3000 мм, высотой 500 и 800 мм. С целью уменьшения общей конструкционной высоты в концах плит можно продельвать вырезы. В стенках можно также проделать отверстия круглого сечения для прохода сетей коммуникаций. Расположение и размеры отверстий и пустот необходимо предварительно спроектировать, так как они могут влиять на несущую способность плит.

ПЛИТЫ ТТ

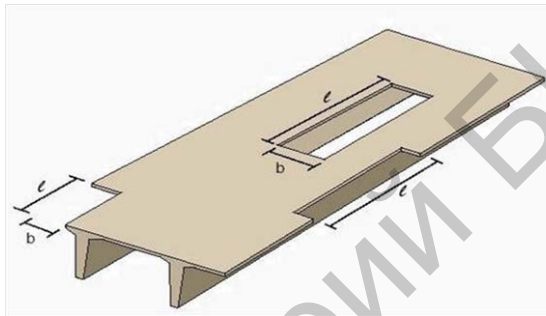
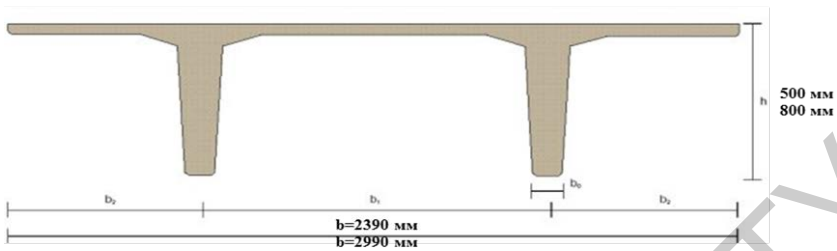


Рисунок 2. Плиты типа ТТ для перекрытий

В большинстве случаев конструкция сборного перекрытия изготавливается из предварительно напряженных многопустотных плит. Это объясняется весьма эффективными методами проектирования и производства, возможностью выбора высоты и несущей способности, а также гладкостью нижней поверхности и конструктивной эффективностью плит. В настоящий момент широко распространена технология безопалубочного формования многопустотных плит, основными этапами которой является: установка и натяжения арматуры, укладка бетонной смеси в виде непрерывной ленты, и далее, нарезка на необходимые типоразмеры. Данная технология представлена на рисунке 3. необходимо отметить, что по данной технологии работает большое число заводов и в республике Беларусь. Ассортимент железобетонных плит безопалубочного формования, выпускаемых концерном Consolis, представлен на рисунке 4.

Еще одним достоинством западных технологий является сборка железобетонных конструкций по средствам болтового соединения, что полностью исключает применения сварочных работ на высоте, сокращает сроки на монтаже, металлоемкость изделий (рисунок 5).



Рисунок 3. Технология изготовления плит безпалубочного формирования

Тип пустотных плит	Ширина, мм	Высота, мм	Масса, кг/м ²	Максимальная длина проема, м
HCS 180	1200	180	287	9.38
HCS 200	1200	200	316	9.5
HCS 250	1200	250	380	12.2
HCS 300	1200	300	411	14.5
HCS 400	1200	400	496	16.75

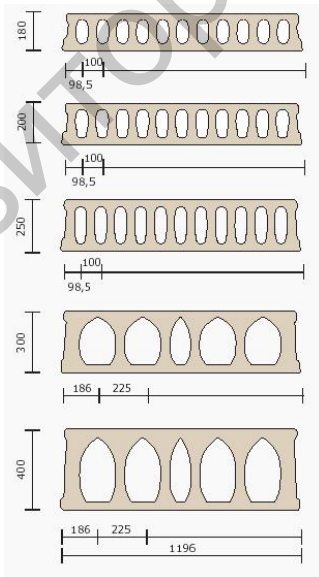
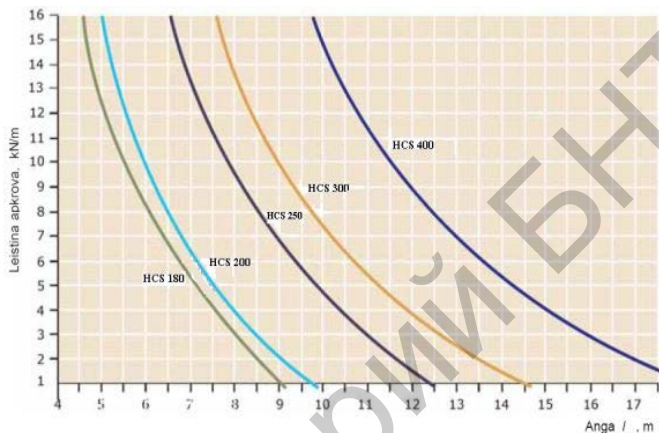


Рисунок 4. Ассортимент плит безопалубочного формования (концерн Consolis)

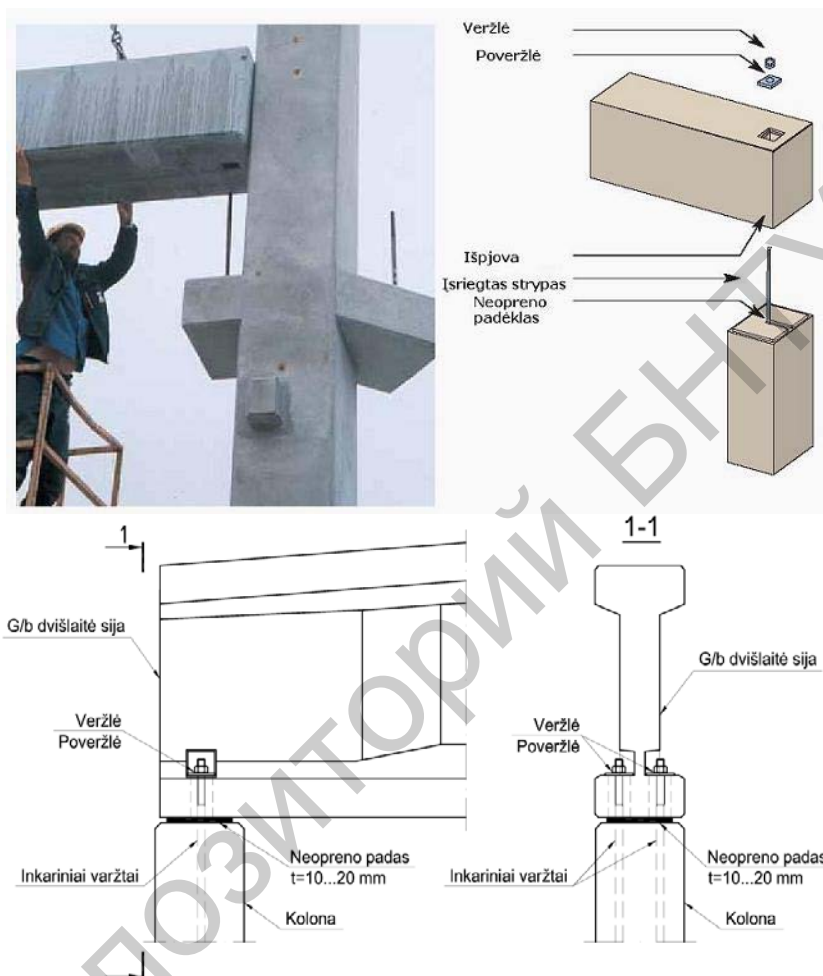


Рисунок 5. Монтаж конструкции с помощью болтового соединения

О многообразии возможностей применения сборного железобетона свидетельствуют уже реализованные объекты, такие как Siemens Арена в г. Вильнюс, Литва, а также еще строящиеся на территории нашей республики – торговый центр по пр. Победителей в г. Минске. Также далее на рисунках показаны архитектурные формы жилых зданий.



Рисунок 6. Siemens Арена в г. Вильнюс, Литва



Рисунок 7. Общественно торговый центр по пр. победителей в г. Миске



Рисунок 8. Жилые дома из сборного железобетона

ЛИТЕРАТУРА

1. <http://www.betonika.lt>

УДК 624.012

Предварительно напряженный железобетон: состояние и перспективы применения

Таймасов А.Н.

(Научный руководитель – Коледа С.М.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Основной строительный материал XX века, железобетон, во всем мире заслуженно пользуется вниманием ученых отрасли. Создав искусственный камень - бетон, свойства которого можно регулировать по своему усмотрению, ученые нашли и способ борьбы с его основным недостатком - низкой прочностью при растяжении. При металлической арматуре бетон хоть и не разрушается при растяжении, но трескается. Это отрицательно сказывается на эксплуатационных свойствах железобетонных конструкций и сооружений. Создание на стадии изготовления или строительства напряженного состояния в конструкции, когда знак напряжения в бетоне противоположен знаку напряжения от эксплуатационной нагрузки, является одним из крупнейших достижений инженерной мысли в XX столетии.

У истоков этой концепции стояли Эжен Фрейссине (Франция) и Виктор Васильевич Михайлов (Россия).

Некоторые виды предварительного напряжения по разным соображениям до сих пор находятся под сомнением. Например, в Германии запрещена сегментная сборка железобетонных мостов с помощью натяжения арматуры, и только совсем недавно было разрешено применять в мостовых конструкциях напрягаемую арматуру, расположенную вне сечения.

В большинстве развитых зарубежных стран из сборного предварительно-напряженного железобетона во все возрастающих объемах изготавливают конструкции перекрытий и покрытий зданий различного назначения, значительную часть изделий, используемых в инженерных сооружениях и в транспортном строительстве; появились производства элементов наружного архитектурного оформления зданий.

В структуре сборных конструкций в США из общего объема производства сборных железобетонных изделий в 26 млн. м³ пред-

напряженные конструкции составляют 40 %. Четверть из них - плиты Т и 2Т. Плиты "на пролет" широко производятся также в Великобритании, Германии, Венгрии, Польше и в других странах. Значительная часть стропильных и подстропильных балок, ферм, ригелей, стеновых панелей изготавливают также предварительно-напряженными с применением высокопрочной проволочной и стержневой арматуры и бетонов с прочностью до 70 МПа.

В Германии и в Японии из монолитного преднапряженного железобетона широко строятся резервуары яйцевидной формы для очистных сооружений. К настоящему времени такие резервуары возведены суммарной емкостью более 1,2 млн. м³. Отдельные сооружения этого типа имеют емкость от 1 до 12 тыс. м³.

За рубежом все более широкое применение находят монолитные перекрытия увеличенного пролета с натяжением арматуры на бетон. Только в США таких конструкций ежегодно возводится более 10 млн м³. Значительный объем таких перекрытий сооружается в Канаде.

В последнее время напрягаемая арматура в монолитных конструкциях все чаще применяется без сцепления с бетоном, т.е. не производится инъецирование каналов, а арматуру от коррозии или защищают специальными защитными оболочками, или обрабатывают антикоррозионными составами. Такая технология используется при строительстве мостов, большепролетных перекрытий, высотных сооружений и других подобных объектов.

Помимо традиционных строительных целей монолитный предварительно-напряженный железобетон нашел широкое применение для корпусов реакторов и защитных оболочек атомных электростанций. Суммарная мощность АЭС в мире превышает 150 млн кВт, из них мощность станций, корпуса реакторов и защитные оболочки которых построены из монолитного преднапряженного железобетона, составляет почти 40 млн кВт. Защитные оболочки для реакторов АЭС стали обязательными. Именно отсутствие такой оболочки явилось причиной чернобыльской катастрофы.

Ярким примером строительных возможностей преднапряженного железобетона являются морские платформы для добычи нефти. В мире таких грандиозных сооружений возведено более двух десятков.

Традиционно обширной областью применения предварительно напряженного железобетона является мостостроение. В США, например, сооружено более 500 тысяч железобетонных мостов с различными пролетами. За последнее время там построено более двух десятков вантовых мостов длиной 600-700 м с центральными пролетами от 192 до 400 м. Из предварительно-напряженного железобетона сооружаются мосты, которые строятся по индивидуальным проектам. Мосты пролетом до 50 м возводятся в сборном варианте из железобетонных преднапряженных балок.

Возможности повышения эффективности сборных железобетонных конструкций можно показать на примере плит перекрытий. В России на долю этих изделий приходится более трети общего производства сборных элементов. За рубежом значительное распространение имеет безопалубочное формование плитных конструкций на длинных стендах. Там обычной практикой является производство плит пролетом до 17 м, высотой сечения 40 см под нагрузку до 500 кгс/м². В Финляндии железобетонные многопустотные плиты под такую же нагрузку выпускаются высотой сечения 50 см с пролетом до 21 м, то есть применение предварительного напряжения позволяет выпускать сборные элементы качественно иного уровня. Натяжение канатной арматуры на таких стендах, как правило, групповое при мощности домкратов 300-600 т. Сегодня разработаны различные системы без-опалубочного формования на длинных стендах "Спайрол", "Спэнкрит", "Спандек", "Макс Рот", "Партек" и других, отличающиеся высокой производительностью, применяемой арматурой, технологическими требованиями к бетону, формой поперечного сечения панелей и другими параметрами. На стендах длиной до 250 м изготавливают плиту со скоростью до 4 м/мин, по высоте в пакете можно бетонировать 6 плит. Ширина плит достигает 2,4 м, при максимальном пролете 21 м. Только плит "Спэнкрит" применяют в США более 15 млн. м² ежегодно.

В свое время длинные стенды для безопалубочного формования по технологии "Макс Рот" появились и в России. Однако эта технология не получила дальнейшего распространения. В широко используемых у нас конструктивных системах зданий соединение элементов осуществляется через закладные детали. В плитах, изготавливаемых на длинных стендах, как правило, методом экструзии, возможности размещения закладных деталей ограничены. Однако

для сборно-монолитных зданий плиты без закладных деталей могут найти самое широкое распространение, что и имеет место за рубежом, особенно в Скандинавских странах и в США.

Весьма эффективным для заводской технологии может быть применение арматурно-намоточных агрегатов с предварительным напряжением, разработанных в НИИЖБ.

Есть три основных типа арматурно-намоточных агрегатов:

- стационарный арматурно-намоточный автомат, предназначенный для работы в составе агрегатно-поточной линии;
- арматурно-намоточный агрегат с вращающейся платформой для навивки арматуры на объемные, криволинейные или круглые элементы емкостей, тоннелей, водоводов и др. сооружений;
- арматурно-намоточный комплекс в составе стенда длиной до 72 м, самоходной арматурно-намоточной машины, машин для обрезки арматуры, для укрывания изделий при ТВО и для чистки стенда после снятия с него изделия. Этот комплекс позволяет изготавливать практически любые необъемные изделия с двухосным напряженным или ненапряженным армированием, в том числе формы с напряженным армированием всех элементов решетки и обоих поясов.

Важное значение имеет расширение области применения предварительного напряжения. Например, его можно широко и эффективно использовать в гражданском и жилищном строительстве.

Несущий каркас такого здания представляет собой стержневую систему, выполняемую в монолите или из отдельных элементов, с натяжением арматуры непосредственно в процессе строительства. Рассчитанный с использованием новейших методов, учитывающих геометрическую и физическую нелинейность, такой каркас на 20-40% легче, чем традиционные. Перекрытия и внутренние стены здания сооружаются путем заполнения соответствующих частей каркаса монолитным легким бетоном с необходимыми физико-механическими и эксплуатационными свойствами. В перекрытиях используется поробетон с объемной массой 1000-1200 кг/м³. Для внутренних стен применяется поробетон с объемной массой 450-550 кг/м³. Поробетон с объемной массой до 200 кг/м³ используется в качестве монолитного утеплителя наружных стен. При этом внутренний и наружный слой таких стен могут быть из любых матери-

лов, соответствующих архитектурным, эксплуатационным и другим требованиям.

При сооружении зданий по предлагаемой технологии используются новые приемы возведения преднапряженного каркаса, а все работы по приготовлению и укладке монолитного поробетона выполняются одним агрегатом, что позволяет снизить суммарные трудозатраты на строительство более чем в два раза. Собственный вес здания снижается в 2-2,5 раза, и почти вдвое снижается его себестоимость. Таким образом, вместо одного обычного здания получаются два в безригельном исполнении, с увеличенными пролетами и с широкими возможностями для планировки. Кроме прочего, такие здания обладают высокой сейсмостойкостью, надежностью и долговечностью, а после истечения срока службы могут быть легко разобраны, чего не скажешь о зданиях со сварными соединениями в каркасе.

На базе этой технологии может быть сделан существенный шаг вперед в области высотного строительства, где основная проблема связана с тем, что верхние этажи чрезвычайно нагружают нижние. В предлагаемом варианте этажность здания может быть увеличена вдвое без повышения нагрузки на нижний этаж и основание.

Зарубежный опыт показывает высокую эффективность применения предварительного напряжения в монолитных плитных фундаментах большой протяженности, в монолитных безбалочных перекрытиях, в опорных устройствах и постаментах под тяжелое оборудование, в несущих монолитных конструкциях подземных сооружений, в том числе многоэтажных. Имеются интересные примеры предварительного напряжения при реставрации памятников старины.

Исключительно плодотворной является идея двух- и трехосного напряжения конструкций. Обширные исследования в этой области были проведены профессором В.В. Михайловым и его учениками. В.В. Михайлов разработал даже проект башни высотой 2 км, смонтированной из трехосно предварительно-напряженных элементов заводского изготовления. Расчетные сопротивления сжатию в стойках башни составляли 150 МПа. Между тем, эти конструкции, имеющие спиральную преднапряженную арматуру, запроектированы из бетона с прочностью всего 60 МПа. При реальных их испытаниях напряжения в элементе достигали 300 МПа с сохранением ли-

нейной связи между напряжениями и деформациями до напряжений в 150 МПа.

На практике эта идея была реализована в объемно-напряженных архитравах гидравлических прессов. В них бетон работал упруго при напряжениях, втрое превышающих его кубиковую прочность.

Иными словами, предварительное напряжение в трех направлениях позволяет создавать качественно иной железобетон. Причем повышение несущей способности материала достигается конструктивными, а не технологическими приемами.

Поступательному развитию производства преднапряженного железобетона способствует дальнейшее улучшение прочностных и технологических свойств применяемых материалов. Конец XX века ознаменовался разработкой особо прочных бетонов и неметаллической арматуры на основе углепластиков, открывающих новые возможности совершенствования конструктивно-технологических решений зданий и сооружений и методов предварительного напряжения. Этому также должно способствовать расширение исследований новых материалов высоких технологий, разработка конструктивных и проектных решений принципиально нового уровня.

В производстве конструкций для зданий различного назначения целесообразно существенно увеличить долю механического натяжения арматуры, расширить выпуск непрерывно армированных и самонапряженных конструкций, увеличить применение зданий с натяжением арматуры в построечных условиях.

Имеет смысл большее внимание уделить разработке различных предсамонапряженных железобетонных конструкций, в которых комплексно используются механическое натяжение высокопрочной арматуры и преимущества напрягающего бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Байков - Железобетонные конструкции. Общий курс, Москва, 1984г.;
2. Михайлов В. В., Предварительно напряженные железобетонные конструкции, Москва, 1963г.

УДК 728.22-044.952

Анализ конструктивных решений многоквартирного жилого дома с учётом стойкости каркаса к прогрессирующему обрушению

Хремли Е.А.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Прогрессирующим обрушением называют разрушение несущих конструкций здания в пределах трех и более этажей или на одном этаже площадью более 80 м^2 , возникающее в результате разрушения отдельного несущего конструктивного элемента, вызванного особым воздействием.

Высотные здания должны быть защищены от прогрессирующего обрушения в случае локального разрушения несущих конструкций в результате возникновения чрезвычайных ситуаций при действии аномальных (особых) воздействий.

Аномальными (особыми) воздействиями следует считать воздействия, являющиеся результатом событий, имеющих низкую годовую вероятность появления (как правило, от $5 \cdot 10^{-8}$ до $2 \cdot 10^{-5}$) и характеризующиеся очень коротким интервалом времени действия по сравнению с воздействиями, установленными для проектного срока службы.

При проектировании высотных зданий в общем случае учитываются следующие особые воздействия:

- нагрузки, характеризующиеся давлением на внешние и внутренние поверхности зданий и их отдельные конструктивные элементы (например, взрывы, давление ветра и другие опасные метеорологические явления);
- нагрузки, вызванные ударом (например, ударные воздействия от транспортных средств, ракеты, попадание осколков);
- вибрационные воздействия в процессе сноса;
- вынужденные деформации конструктивной системы в целом или отдельных конструктивных элементов (при пожарах, осадке опор при образовании карстовых воронок и провалов в основаниях зданий и т. д.).

Высотные здания проектируют так, чтобы их конструктивная система имела минимальный уровень прочности, неразрезности, пластической деформативности, достаточной для предотвращения прогрессирующего обрушения, что достигается:

- реализацией требований по компоновке конструктивной системы, объемно-планировочных решений непосредственно здания, а также его расположения на генеральном плане;
- разработкой интегрированной системы горизонтальных и вертикальных связей;
- изменением направлений пролетов в плитах перекрытий;
- проектированием резервных конструктивных элементов в системе;
- учетом мембранных усилий, возникающих в плитах и балках перекрытий, и балочных эффектов в стенах.

Основные средства защиты зданий от прогрессирующего обрушения:

- резервирование прочности несущих элементов,
- обеспечение несущей способности ригелей колонн, диафрагм, дисков перекрытий и стыков конструкций;
- создание неразрезности и непрерывности армирования конструкций;
- повышение пластических свойств связей между конструкциями;
- включение в работу пространственной системы несущих элементов.

Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения проверяется расчетом и обеспечивается конструктивными мерами, способствующими развитию в несущих конструкциях, конструктивных элементах и их узлах пластических деформаций при действии соответствующих особых сочетаний воздействий.

Для оценки стойкости каркаса к прогрессирующему обрушению и анализа конструктивных решений рассматривается жилой дом повышенной комфортности, состоящий из 2-х секций с тремя – четырьмя квартирами на этаже.

Общая этажность дома – 30 этажей. К дому примыкают четырехэтажные объемы офисного назначения. Первые четыре этажа здания также отданы под административные и общественно-бытовые

помещения. В здании предусмотрен подземный паркинг для автомобилей жильцов дома.

Конструктивно здание запроектировано с несущим железобетонным безригельным каркасом стоящим на монолитной фундаментной плите толщиной 1500мм.

Диафрагмы жесткости толщиной 200, 300, 400 и 500 мм выполняются из монолитного бетона класса $C^{30/37}$ с армированием отдельными стержнями.

Колонны сечением 400×800 мм, 550×550 мм, запроектированы из монолитного бетона класса $C^{30/37}$ с армированием отдельными стержнями. Рабочие швы бетонирования выполнены по низу плит перекрытий. Соединение отдельных стержней арматуры выполнены вязальной проволокой без использования сварочных соединений на строительной площадке.

Перекрытия – сплошные монолитные диски из бетона класса $C^{20/25}$ толщиной 180 мм.

Наружные стены здания в проекте выполнены из монолитного железобетона (бетон класса $C^{30/37}$), а также из блоков ячеистого бетона толщиной 300 мм D 500; В 2,0; F 35.:

Лестницы выполняются из монолитного железобетона, бетона класса $C^{30/37}$.

Внутренние стены толщиной 200 мм запроектированы из керамзитобетонных калиброванных блоков с повышенным сопротивлением с усредненной плотностью $\rho = 660 \text{ кг/м}^3$.

Перегородки запроектированы из блоков ячеистого бетона толщиной 100 мм со штукатуркой с обеих сторон по 15 мм, во влажных помещениях и стенки вентшахт – из кирпича керамического полнотелого на растворе М 50.

Кровля здания – плоская рулонная двухслойная.

Наружные стены здания защищены навесными панелями заводской готовности с креплением к плитам перекрытия.

В данной работе, для анализа стойкости каркаса к прогрессирующему обрушению, использован метод альтернативных траекторий передачи нагрузки (АТ-метод). В рамках указанного метода создана пространственная расчётная модель, подвергнутая нелинейному статическому расчёту, в рамках которого при расчёте конструктивной системы учитывается как физическая, так и геометрическая нелинейность. К модифицированной конструктивной системе с уда-

ленным вертикальным несущим элементом пошагово прикладывается нагрузка равными ступенями от нуля до полного расчетного значения. На каждой ступени (этапе) нагружения выполняется итерационный расчет системы.

В настоящее время в Республике Беларусь как никогда активно развивается высотное строительство. Этот процесс неизбежен, так как многоэтажные здания высотой 100 и более метров становятся символами городов и стран, позволяют сэкономить драгоценное пространство густонаселённых территорий. Мировая практика показывает, что подобные сооружения зачастую становятся жертвами не только террористических актов, но и неудачных стечений обстоятельств, вызванных различными причинами, потому расчёт на прогрессирующее обрушение имеет первостепенное значение при проектировании каркасов подобных зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2008. – 85с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. - Минстройархитектуры РБ, Минск 2003. – 140 с. С изменениями 1, 2, 3, 4, 5.
3. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. - Госстрой СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. С изменением №1 РБ.

УДК 624.012

Проектирование гостиницы «Виктория» с варьированием прочностных характеристик материалов несущих конструкций

Щербак Е.В.

Научный руководитель – Шилов А.Е.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В гостинице «Виктория» запроектировано 16 этажей, 259 гостиничных номеров, в том числе «люксы» и относительно недорогие номера для приема спортивных команд. На цокольном этаже разместятся рецепция, бассейн под стеклянным куполом, патио, зимний сад, ресторан на 300 мест, 4 конференц-залы, салон красоты (парикмахерская, педикюр, маникюр, солярий, кабины SPA, аппаратная косметология, массажный кабинет), ИК сауна, сауна. Для удобства предусмотрен гараж на 324 автомобиля, гостевая парковка на 235 мест.

При проектировании принята рамно-связевая конструктивная схема каркаса. Пространственная жесткость и устойчивость здания обеспечивается совместной работой горизонтальных дисков перекрытия и монолитных диафрагм жесткости.

Здание запроектировано в монолитном железобетонном каркасе. Высота гостиничных номеров составляет 3,3 м. Размеры гостиницы в плане в осях А-Л составляет 56,340 м, в осях 1-22 составляет 78,560 м. Площадь застройки 4644,2 м². Общая площадь цокольного этажа 4095,7 м². Общая площадь этажа подвала 4074,9 м².

Размеры надземной части гостиницы первого этаж размеры в осях Ж-П составляют 23,760 м, а в осях 2-22 составляют 75,07 м.

На первом этаже 11 номеров (2- lux, 4- single, 3- double, 2- twin), помещение администрации, зона lounge, бар. Через переход-галерею можно попасть на стоянку. На втором этаже 19 номеров (6- single, 6- double, 7- twin), помещения администрации, переход на стоянку. Типовые этажи (3,5,7,9,11) 20 номеров на этаже (6- single, 6- double, 8- twin). Типовые этажи (4,6,8,10,12) 20 номеров на этаже (6- single, 6- double, 8- twin).

Фундаменты запроектированы буронабивные свайные под основной частью здания. Под паркингом лежат ленточные фундаменты. Для защиты подвала от подтопления водами спортивного

распространения предусматривается окрасочная гидроизоляция наружных стен.

Наружные стены гостиницы по оси "5" между осями "Ж-Л" на отметке 0.000 выполняют из блоков ячеистого бетона марки 599x250x249-2,5-500-35-2 СТБ1117-98 на клеевой смеси по СТБ 1307-2002.

Наружные стены гостиницы по оси "17" между осями "Ж-Л" на отметке 0.000 выполняют из блоков ячеистого бетона марки 599x300x249-2,5-500-35-2 СТБ1117-98 на клеевой смеси по СТБ 1307-2002. Наружные стены гостиницы по оси "И", между осями "Н-П", между осями "6...16" выполнить из блоков ячеистого бетона марки 599x400x249-2,5-500-35-2 СТБ1117-98 на клеевой смеси по СТБ 1307-2002. Внутренние стены по оси "Л" между осями "4...6", между осями "16...18" выполняют из блоков ячеистого бетона марки 599x300x249-2,5-500-35-2 СТБ1117-98 на клеевой смеси по СТБ 1307-2002. Категория качества блоков - высшая. Перегородки на отметке 0.000 в осях "8...10" между осями "И...Л" толщиной 200мм выполняют из блоков ячеистого бетона марки 588x300x200-2,0-500-25-2 СТБ1117-98 на клеевой смеси по СТБ 1307-2002. Зашивки выполняют из блоков ячеистого бетона марки 588x100x600-2,0-600-25-2 СТБ1117-98 на клеевой смеси по СТБ 1307-2002. Перегородки гостиницы толщиной 120мм выполняют из блоков ячеистого бетона марки 588x120x600-2,0-600-25-2 СТБ1117-98 на клеевой смеси по СТБ 1307-2002.

Предусмотрено крепление несущих элементов вентилируемых фасадов к плитам перекрытия, колоннам, диафрагмам жесткости, монолитным наружным стенам.

Перегородки поэлементной сборки представляют каркасную конструкцию, обшитую с двух сторон гипсоволокнистыми листами. Для обеспечения звукоизоляции воздушного шума $R_{\text{норм}} = 52\text{дБ}$ перегородки между номерами, перегородки, отделяющие от вестибюлей, коридоров - приняты толщиной 205мм. Перегородки типа С365 по серии 1.031.9-3.01 вып. 1. Толщина одного слоя обшивки-2x12,5мм. Тепло-звукоизоляционный слой - плиты минераловатные БЕЛТЕП "Лайт" ПТМ СТБ 1995-2009-Т4-DS(ТН)1-WS1 толщиной 100мм. Перегородки в санузлах - приняты толщиной 100мм. Перегородки типа С361 по серии 1.031.9-3.01 вып.1. Толщина одного слоя обшивки-1x12,5мм. Тепло-звукоизоляционный слой - плиты

минераловатные БЕЛТЕП "Лайт" ПТМ СТБ 1995-2009-Т4-DS(ТН)1-WS1 толщиной 50мм.

Для помещений с повышенной влажностью предусмотрена гидроизоляция составом "ПОЛИМИСК-ГС".

При проектировании здания был выполнен сравнительный анализ варьирования прочностных характеристик бетона и сечения монолитных балок на отм.-6.250м (балки перекрытия подвала). Рассматриваем следующие варианты:

- бетон класса С20/25 при сечении 500мм (базовый вариант);
- бетон класса С30/37 при сечении 500мм;
- бетон класса С20/25 при сечении 600мм;
- бетон класса С30/37 при сечении 600мм.

Получены следующие результаты расчета, выполненные по программному комплексу SCAD:

- По варианту №1 (при классе бетона С30/37 и сечении 500мм) расход арматуры уменьшился на 12,15%.
- При варианте №2 (при классе бетона С20/25 и увеличении сечения на 100мм) расход арматуры оказался меньше на 9.8% чем в базовом варианте, хотя расход бетона и увеличился на 20%.
- При варианте №3 (при классе бетона С30/37 и увеличении сечения на 100мм) расход арматуры оказался меньше на 10,82% чем в базовом варианте, хотя расход бетона увеличился на 20%.

На сегодняшний день стоимость 1м³ бетона в 12,5 раза дешевле стоимости 1т арматуры. Стоимость материальных ресурсов снижается по сравнению с базовым вариантом, т.к. арматура является более дорогостоящим материалом, нежели бетон. Т.е. варьирование геометрических параметров и прочностных характеристик конструкций позволяет получить наиболее оптимальное конструктивное решение, что на сегодняшний день является актуальной задачей для проектировщиков на основании Директива Президента Республики Беларусь № 3 от 14 июня 2007 г. «Экономия и бережливость - главные факторы экономической безопасности государства».

ЛИТЕРАТУРА.

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. - Госстрой СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. С изменением №1 РБ.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. С изменениями № 1, 2, 3, 4.
3. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. –М: Стройиздат, 1985 г.
4. Пецольд Т.М., Тур В.В. Железобетонные конструкции. –Брест, БГТУ, 2003. -380 с.

УДК 624.012

Анализ результатов расчета предварительно напряженных конструкций по белорусским и Европейским нормам

Янчук А.А.

(Научный руководитель – Пецольт Д.М.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

За последнее десятилетие в области нормативной документации в строительстве в нашей стране произошел целый ряд изменений. В России конструктора до сего времени пользуются документами тридцатилетней давности СНиП 2.03.01–84 «Бетонные и железобетонные конструкции», в то время как в нашей Республике действуют СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции» и ТКП EN 1992-1-1–2009 «Проектирование железобетонных конструкций». Решение же о применении при проектировании тех или других ТНПА принимается заказчиком и проектной организацией с указанием этого условия в контракте (договоре) на проектные работы и задания на проектирование. Следовательно, одни и те же конструкции могут быть рассчитаны по-разному, опираясь на соответствующие ТНПА. Поэтому возникает вопрос о необходимости сравнительного анализа расчета конструкций для выявления расхождений в них, которые могут влиять на качество проектов.

В предварительно напряженных железобетонных конструкциях одними из определяющих факторов расчета является назначение напряжений в арматуре на всех технологических этапах создания вплоть до эксплуатации конструкции.

Согласно п.1.23. СНиП 2.03.01–84 и п. 9.2.1 СНБ 5.03.01–02 напряжения в конструкциях ограничиваются, причем верхний предел назначается из требований, чтобы при натяжении относительные деформации арматуры не выходили в область больших неупругих деформаций и не произошел бы ее разрыв. Нижний же предел обеспечивает минимальный уровень предварительного напряжения с учетом проявления потерь. Максимальные усилия напряжения назначаются с учетом допустимых отклонений значения предварительного напряжения, которые могут возникнуть по технологическим причинам в процессе натяжения. Методика по определению

данных отклонений в документах совпадает, но допустимые отклонения напряжений не нашли отражения в ТКП EN 1992-1-1-2009.

Максимальные напряжения в напрягаемой проволочной арматуре и канатах, по Еврокоду и СНБ назначаются в долях от f_{pk} и от $f_{p0,1k}$. Причем коэффициенты аналогичны и составляют 0,8 и 0,9 соответственно. Ограничения для проволочной арматуры и канатов в СНиП отдельно не приведены.

Максимальные усилия непосредственно после передачи предварительного натяжения в СНиП 2.03.01-84* не отражены. Усилия же предварительного обжатия в СНБ и ТКП частично совпадают, как доля, а точнее 0,75, от f_{pk} . В Еврокоде помимо вышеописанного ограничения усилия предварительного напряжения составляют долю от $f_{p0,1k}$. Также следует отметить, что согласно СНБ $f_{p0,1k}$ допускается определять как 0,9 f_{pk} и тогда данное ограничение для СНБ не имеет смысла, в то время как по Еврокоду $f_{p0,1k}$ определяется согласно СТБ EN 10138-3-009, где данное значение определяется путем деления критической силы на соответствующую площадь арматуры, и тогда значение $f_{p0,1k}$ составляет порой и 70% от значения f_{pk} . Тогда данное ограничение является весьма оправданным.

Ограничения максимальных усилий обжатия, с учетом всех потерь, приведены только в СНБ 5.03.01-02. В других ТНПА данное значение не оговаривается.

Из всего вышесказанного можно сделать вывод, что наиболее жесткие условия по ограничениям напряжений приведены в СНБ «Бетонные и железобетонные конструкции», т.к. данное значение проверяется на каждом технологическом этапе создания предварительного напряжения в арматуре.

Вторым немаловажным фактором при расчете предварительно напряженных конструкций является учет потерь напряжений. Все нормативные документы эти потери делят на первые потери (технологические) и вторые потери (эксплуатационные), однако виды потерь и методика их определение частично не совпадают.

Рассмотрим вначале потери от релаксации напряжений в арматуре. Анализируя методику определения этих потерь, приведенных в ТНПА, видно, что в СНиП 2.03.01-84* и в СНБ 5.03.01-02 имеют аналогичные зависимости. Однако СНБ предусматривает и альтер-

нативный вариант определения данных потерь по таблицам и более детально представляет расчет по приложению Г4. Эта методика приведена и в ТКП EN как основная. Для еще более детального определения данных потерь приведено приложение D. Таким образом в Евронормах предоставляют наиболее детально проработанный расчет этих потерь.

Потери, вызванные разностью температур арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона аналогичны в СНиП и СНБ, величины этих потерь напряжений определяют по эмпирическим формулам, но Еврокод помимо эмпирической формулы непосредственных потерь, реализует температурное влияние на значение потерь через эквивалентное время, которое необходимо прибавить ко времени релаксации, т.е. температурный перепад влияет на релаксацию напряжений в арматуре.

Потери от деформации анкеров по СНиП и по СНБ аналогичны для конструкций с натяжением на упоры. Значения потерь для конструкций с натяжением на бетон уточняются в СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции». В Евронормах оговорена необходимость учета данных потерь, но сама методика их определения не представлена, ссылаясь на соответствующие ТНПА.

Методика определения потерь от трения арматуры во всех нормах аналогична, различаются лишь степени при экспоненте, однако при расчете по приведенным коэффициентам они уравниваются.

Потери, вызванные упругой деформацией бетона, детально описаны в СНБ, как для конструкций с натяжением на упоры, так и для конструкций с натяжением на бетон. Данные потери при натяжении на бетон отражены и в Еврокоде. Однако методика их определения различна.

Существуют такие виды потерь напряжений, которые представлены лишь в одном из трех нормативных документах. К ним относятся потери, вызванные проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах, отраженные лишь в СНБ. Потери от быстронатекающей ползучести бетона, представленные в СНиП.

Вторые потери для конструкций с натяжением на упоры по СНБ и ТКП EN аналогичны, сюда относятся потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией

напряжений. Единственным различием в формулах является коэффициент 0,8 при абсолютном значении изменения напряжения в напрягающих элементах в сечении x в момент времени t вследствие релаксации напрягаемой стали. Релаксация стали зависит от деформации бетона вследствие ползучести и усадки. Данное взаимодействие, в общем случае, приблизительно может быть учтено этим понижающим коэффициентом. Однако данный коэффициент редко влияет на расчет, т.к. реологические потери в большем объеме уже учтены в первых потерях. В СНиП все вышеперечисленные потери определяются отдельно с последующим суммированием.

Потери предварительного напряжения в конструкциях с натяжением на бетон такие как: потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры и потери от деформация обжатия стыков между блоками в СНиП и СНБ представлены одинаково и вовсе не отражены в ТКП EN.

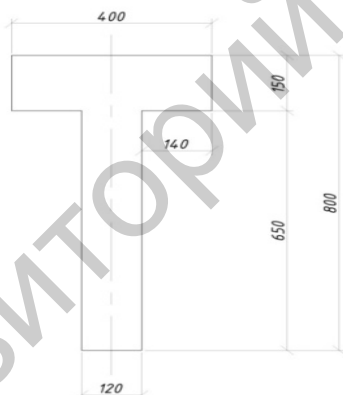


Рисунок 1. Балка сборная заводского изготовления

Выводы о влиянии тех или иных потерь по видам и по формулам без практического расчета сделать сложно. В связи с этим далее представлены результаты расчета железобетонной предварительно напряженной балки таврового сечения.

Балка сборная заводского изготовления. Бетон тяжелый класса прочности на сжатие по СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» и по ТКП EN 1992-1-1-2009 «Проектирование железобетонных конструкций» С30/37 и В35 по СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

Бетон подвергнут тепловой обработке при атмосферном давлении. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости П2. Способ натяжения арматуры механический на упоры стенда.

В качестве напрягаемой арматуры приняты арматурные семипроволочные канаты Ø15 класса S1400. Для ненапрягаемой арматуры сварных каркасов и сеток принята стержневая арматура класса S400.

На основании расчетов была составлена таблица усилий предварительного напряжения в арматуре, рассчитанных на основных стадиях изготовления и эксплуатации конструкции.

Таблица 2.

СНиП 2.03.01-84*	СНБ 5.03.01-02	ТКП EN 1992-1-1-2009
Максимальные усилия предварительного напряжения		
$P_0 = 632.04 \text{ кН}$	$P_0 = 594.72 \text{ кН}$	$P_0 = 634.37 \text{ кН}$
Усилия предварительного напряжения непосредственно после передачи усилия предварительного натяжения		
$P_1 = 491.35 \text{ кН}$	$P_{0,c} = 490.07 \text{ кН}$	—
Усилие предварительного обжатия к моменту времени $t = t_0$, действующее непосредственно после обжатия		
$P_1 = 471,6 \text{ кН}$	$P_{m0} = 445.59 \text{ кН}$	$P_{m0} = 566.27 \text{ кН}$
Усилия обжатия (с учетом всех потерь)		
$P_2 = 394.74 \text{ кН}$	$P_{m,t} = 428.86 \text{ кН}$	$P_{m,t} = 544.66 \text{ кН}$
Суммарные потери напряжений		
$\Delta P = 237.3 \text{ кН}$	$\Delta P = 165.86 \text{ кН}$	$\Delta P = 89.71 \text{ кН}$

Как видно из таблицы, максимальные усилия предварительного напряжения, прикладываемые к арматуре, возможны по Еврокоду, которые практически аналогичны начальным усилиям по СНиП 2.03.01-84* (разница меньше 1%). Расхождение же значений с ныне действующими нормами составляет $\approx 6...7\%$. Также необходимо отметить, что нормативное сопротивление стали везде принималось одинаковым, а данная разница частично объясняется разницей коэффициентов безопасности для арматуры, т.к. по СНиП $\gamma_c=1,2$; по СНБ $\gamma_c=1,25$, а по ТКП EN $\gamma_c=1,15$. Отсутствие же в Еврокоде величины отклонения предельных напряжений значительно повысило теоретическую планку возможных напряжений.

Усилия предварительного напряжения непосредственно после обжатия по советским и белорусским нормам также очень близки (разница меньше 1%). Наибольшие различия наблюдаются при сравнении усилий предварительного обжатия к моменту времени $t = t_0$, действующих непосредственно после обжатия на конструкцию. В то время как данные величины по СНиП 2.03.01-84* и по СНБ 5.03.01-02 равны 471,6 кН и 445,6 кН соответственно, значение усилия предварительного напряжения по ТКП EN 1992-1-1-2009 составляет 566,27 кН, т.е. больше вышеприведенных примерно на 26%.

Сравнивая усилия обжатия (с учетом всех потерь) по ТНПА видно, что они значительно отличаются по всем документам. Так, по сравнению с СНБ 5.03.01-02 усилия, полученные из расчетов по СНиП 2.03.01-84* меньше на 8%, а значения рассчитанные по ТКП EN 1992-1-1-2009 больше на 27%.

Чтобы объяснить полученные результаты необходимо определить уровень суммарных потерь напряжений. Так, сравнивая СНиП и Еврокод, различия в усилиях составляют более 150%. Рассматривая же потери напряжений в долях от первоначальных, можно сделать вывод, что по СНиП они составляют практически 40%, по СНБ примерно 30%, а по ТКП EN всего 15%. Значит, различия в расчетах необходимо искать в потерях предварительного напряжения. Для этого составлена сравнительная таблица по потерям напряжений в арматуре в железобетонной балке таврового сечения.

Анализ показал, что методики определения потерь от деформации анкеров во всех нормативных документах одинаковы, что подтверждают и числовые результаты. Разница величин обусловлена различными значениями модуля упругости напрягаемой арматуры, принятым в каждом документе.

Потери от температурного перепада по СНиП и по СНБ оказались одинаковыми ввиду аналогичности расчета. Значения же по Еврокоду отличаются более чем в два раза, однако необходимо отметить, что величина температурного перепада согласно методике определения потерь напряжений учитывается дважды – как непосредственно через температурные потери, так и через эквивалентное время, прибавляемое ко времени, прошедшему после предварительного натяжения, в функциях времени релаксации.

Таблица 1.

Потери предварительного напряжения, МПа			
Технологические потери			
Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	СНиП 2.03.01-84*	СНБ 5.03.01-02	ТКП EN 1992-1-1-2009
1. Релаксация напряжений арматуры:	119,5	68,25	41,37
2. Температурный перепад	50	50	22,01
3. Деформации анкеров	63	66,5	68,27
4. Трение арматуры	0	0	0
Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	СНиП 2.03.01-84*	СНБ 5.03.01-02	ТКП EN 1992-1-1-2009
5. Деформация стальной формы	0	0	0
6. Быстронатекающая ползучесть для бетона:	34,87	-	-
7. Потери, вызванные упругой деформацией бетона	-	78,53	-
Суммарные первые потери	267,37	263,28	131,65
Эксплуатационные потери			
8. Усадка бетона:	35	29,53	21,61
9. Ползучесть бетона:			
Суммарные вторые потери	135,7	29,53	21,61
Суммарные общие потери	403,07	292,81	153,26

Некоторые потери отражены лишь в одном документе. Значение же потерь от таких факторов как быстронатекающая ползучесть для бетона по СНиП и потери, вызванные упругой деформацией бетона по СНБ занимают немалую долю в общем объеме технологических потерь (примерно 15% и 30% соответственно).

Наибольшее различие в первых потерях напряжения наблюдается за счет потерь от релаксации напряжений в арматуре. И если данное отличие в величинах по СНиП и по СНБ можно объяснить различным уровнем начального напряжения в арматуре и принятых в расчетных формулах расчетных и нормативных значений сопротивления арматуры (по СНиП и по СНБ соответственно), то отличия от Еврокода объясняются другой методикой определения дан-

ных величин, ссылающейся на классы арматуры и значений паспортных или примерных релаксационных потерь для данной арматуры.

Изучая эксплуатационные потери, отметим, что в СНиП потери от усадки бетона и его ползучести разделены, в то время как в более современных документах они объединены в реологические потери. Просуммировав данные значения легко увидеть, что по старым нормам значения вторых потерь превышают потери по ныне действующим документам практически в пять раз. Так эксплуатационные потери составляют практически 35% от общих по СНиП и всего 10% по СНБ и 15% по ТКП EN. Различия в 25% между значениями по СНБ и Еврокоду объясняются разным подходом к определению деформаций усадки бетоном. Различий же в определении коэффициента ползучести по номограммам не было, ввиду выбранного для расчета по Еврокоду класса цемента N по EN 12390.

Проведенный анализ позволяет сделать вывод, что в одинаковых конструкциях при разных значениях предварительных напряжений, количество продольной арматуры может быть различной. Так, даже весьма существенные различия, в конечных значениях предварительного напряжения никак не отразятся на продольном армировании конструкции по первой группе предельных состояний (изменения в показателе $\sigma_{s,lim}$ и как следствие ξ_{lim} незначительны). В то время как при расчетах по подбору поперечной арматуры и при расчетах по трещиностойкости и по деформациям, результаты расчетов в значительной степени зависят от данных значений. Так в конструкциях с большим предварительным напряжением наблюдается более высокий уровень трещиностойкости (за счет момента M_{cr}) и меньший уровень деформативности (за счет момента M_{cr} и выгиба от предварительного обжатия). Тем самым позволяя сократить количество арматуры, а, следовательно, и материальные ресурсы.

Полученные теоретические материалы говорят о том, что хотя методики оценки потерь предварительного напряжения в арматуре при ее натяжении на упоры достаточно близки, но выявление расхождения требует более глубокой экспериментальной проверки, в том числе и в заводских условиях.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01–02 Бетонные и железобетонные конструкции. – 2003.– 139 с.
2. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. – 1996.– 76 с.
3. ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий – 207 с.

Репозиторий БНТУ

Научное издание

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

Материалы 68-й студенческой
научно-технической конференции

15 мая 2012 года

Подписано в печать 16.02.2012. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 10,81. Уч.-изд. л. 8,45. Тираж 80. Заказ 729.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет. ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.