

УДК 624.046.2

ШАПИРО Г.И., СМИРНОВ А.В.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ И ЧИСЛЕННОЕ ОБОСНОВАНИЕ МОДЕЛИ С ОДНОСТОРОННИМИ СВЯЗЯМИ ДЛЯ РАСЧЕТА ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ С НИЖНИМИ КАРКАСНЫМИ ЭТАЖАМИ

Рассмотрен вопрос о расчете сопряжения конструкций типовой панельной части здания с каркасными конструкциями нижних нежилых этажей. На основе проведенных теоретических и экспериментальных исследований стеновых панелей первых нежилых этажей с большими проемами разработана методика построения расчетной модели для случая каркасных конструкций первых нежилых этажей в ПК Ansys. Проведен сравнительный анализ методик построения расчетной модели фрагмента панельного здания с нижними каркасными этажами с использованием элементов односторонних связей в ПК ЛИРА САПР и нелинейных элементов в ПК Ansys. Проведен анализ особенностей работы сборных и монолитных конструкций в области их сопряжения и примыкающих к ним элементам вышележащих этажей. Указаны основные проблемы, возникающие при моделировании сопряжения рассматриваемых конструкций, и приведены общие рекомендации по их расчету.

Ключевые слова: панельное здание, каркасная система, нежилой этаж, контактный стык, метод предельного равновесия, односторонние связи, крупнопанельные конструктивные системы.

Ранее в [1] был рассмотрен расчет сопряжения конструкций типовой панельной части здания с каркасными конструкциями нижних нежилых этажей. На примере жилого дома, разработанного в АО «МНИИТЭП», была предложена методика построения расчетной модели панельного здания с нижними каркасными этажами, и проведен анализ особенностей работы стеновых и рамных конструкций в области их сопряжения – контактного стыка.

Приведенные в статье [1] результаты были получены из нелинейного расчета конструкций здания с использованием элементов односторонних связей, моделирующих работу контактного стыка. Необходимость введения данных элементов в расчетную модель здания была связана с противоречивыми результатами, полученными в ходе первоначального линейного расчета. Из-за недостаточной изгибной жесткости рамных конструкций первого этажа в расчетной модели здания произошло «зависание» ригелей рам на расположенных выше стеновых панелях второго этажа, что в результате привело к появлению значительных растягивающих напряжений в области контактного стыка. Введение элементов односторонних связей позволило корректно отразить работу контактного стыка при растяжении и определить напряженно-деформированное состояние конструкций в области стыка.

В предложенной расчетной модели здания была учтена конструктивная нелинейность контактного стыка, связанная с раскрытием (разрушением) стыка в процессе деформирования. При этом данная модель не предусматривала развитие неупругих деформаций и образование трещин в конструкциях здания. Хотя очевидно, что учет нелинейных деформаций, например, в ригеле рамы может привести к росту прогибов в последнем и, как результат, к

появлению (увеличению) зоны расслоения контактного стыка по его длине. Поэтому возникает необходимость в дальнейшем уточнении предложенной модели панельного здания с нижними каркасными этажами. Следует принять во внимание возможность нелинейного деформирования конструкций здания, а также оценить степень влияния развития неупругих деформаций на напряженно-деформированное состояние в области контактного стыка и примыкающих к нему элементов.

В 70-х годах прошлого века в Москве началось строительство крупнопанельных зданий повышенной этажности (до 25 этажей). Одновременно с этим ставилась задача использовать первые этажи жилых зданий для размещения в них нежилых помещений. В связи с этим в МНИИТЭП были разработаны конструкции первых этажей, позволяющие при той же технологии изготовления железобетонных элементов получать в первых этажах помещения, по размерам достаточные для размещения небольших предприятий для обслуживания населения, а также служебных помещений.

Конструкции первых этажей представляли собой железобетонные стеновые панели увеличенной высоты, с проемами шириной до 3 м. Типовые панели второго этажа опирались на панели первого через платформенный стык. При этом в зоне стыка и примыкающих элементах возникало сложное напряженно-деформированное состояние, оценить которое на основе имевшихся опытных данных было затруднительно.

В 1977-1979 гг. в лаборатории исследования прочности конструкций МНИИТЭП были выполнены экспериментальные и теоретические работы по определению напряженно-деформированного состояния стеновых панелей первых нежилых этажей крупнопанельных зданий [2,3]. Исследования проводились на моделях фрагментов стен в масштабе 1:2. Фрагменты состояли из стеновой панели первого этажа с большим проемом, элементов перекрытия и стеновой панели второго этажа (рисунок 1). Основной задачей исследований было выяснение механизма разрушения данных конструкций.

В ходе экспериментальных работ было проведено испытание 14 фрагментов стен, имеющих различное армирование перемычек стеновых панелей первого этажа и расположение проемов на втором этаже. Результаты испытаний показали, что характерными механизмами разрушения данных конструкций являлись те, в которых происходило либо совместное разрушение перемычки над большим проемом и платформенного стыка над простенками нижней панели, либо разрушение только платформенного стыка (рисунок 2, а,б).

Одновременно с испытаниями несущую способность фрагментов стен определяли также теоретически: методом предельного равновесия в кинематической формулировке. Анализ конструкций данным методом оказался удобным, поскольку наличие швов и перемычек определяло механизм разрушения конструкций. Все предполагаемые механизмы образовывались в результате возникновения пластических деформаций в перемычках и швах и вычислялись с точностью до нескольких параметров, полученных в ходе испытаний. Предельные условия (условия равновесия) по линиям пластических деформаций определялись с использованием действовавших нормативных документов. Метод предельного равновесия позволял оценить "вклад" каждого конструктивного элемента в общую прочность конструкции, что давало возможность оптимизации конструкций.

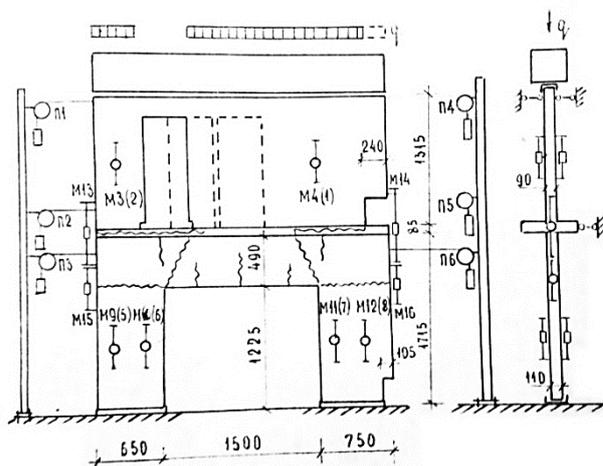


Рисунок 1 – Схема испытания стеновых панелей первых этажей

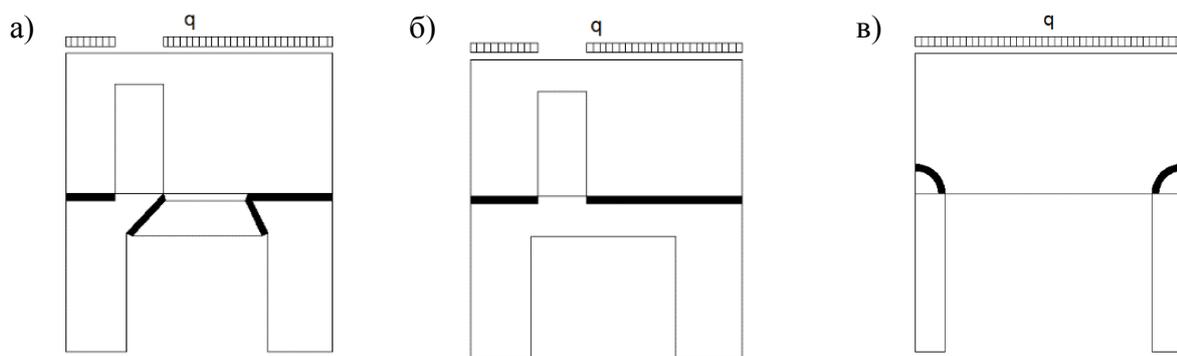


Рисунок 2 – Схема разрушения конструкций: а) по перемычке и платформенному стыку; б) по платформенному стыку; в) по области над стойками. — линия пластических деформаций

Вычисленная кинематическим методом предельного равновесия несущая способность конструкций оказалась близка к опытной, вследствие чего авторами исследования был сделан вывод об эффективности данного метода при расчете стеновых панелей на прочность. Однако впоследствии при исследовании стеновых панелей с арочными проемами, имеющими более гибкие перемычки, метод предельного равновесия оказался неприменим.

Аналогичный подход был использован в ходе исследований конструкций первых нежилых этажей, выполненных в каркасном исполнении [4]. Опорные реакции, возникающие при опирании стеновой панели типового этажа на стойки каркаса, рассматривались в виде местной вдавливающей нагрузки (штампа). Предполагалось, что при достижении предельной вдавливающей нагрузки зоны текучести в стеновой панели будут сосредоточены вдоль некоторых линий (рисунок 2, в). Принимая в качестве линий пластических деформаций дуги окружностей и используя предельное условие прочности бетона при чистом сдвиге, автор исследования определял несущую способность стеновых панелей. Но, несмотря на хорошую сходимость с опытными данными, рассматриваемый метод имел свои ограничения, связанные в первую очередь с отношением размеров стоек (штампов) к размерам стеновой панели.

Проведенные экспериментальные исследования имеют большую ценность для решения вопроса о характере совместной работы сборных стеновых панелей типового этажа с рамными конструкциями нижних нежилых этажей. Наличие экспериментальных данных позволяет провести численное моделирование испытанных фрагментов стен и по результатам сравнительных расчетов подобрать параметры моделей деформирования и прочности базовых материалов: бетона, арматурной стали и цементно-песчаного раствора.

На основе полученных моделей материалов становится возможным определить влияние нелинейных деформаций на напряженно-деформированное состояние конструкций в области контактного стыка.

В настоящее время существует большое количество моделей деформирования и прочности железобетона, тем или иным образом описывающие нелинейные свойства бетона и арматуры [5]. Вместе с тем применяется два основных подхода к учету арматуры в теле бетона: заданием распределенной жесткости в направлении армирования и непосредственным моделированием отдельных стержней. Исходя из имеющегося опыта моделирования железобетонных конструкций, в проводимом исследовании авторами использовался второй подход с моделями материалов, реализованными в программном комплексе ANSYS. При этом контакт на границе бетона с арматурой, равно как и на границе бетона с растворным швом принимался сплошным (неразрывным) без учета неупругого деформирования и нарушения сцепления на поверхности соединения.

В качестве модели, описывающей нелинейные свойства бетона и цементно-песчаного раствора, была принята геомеханическая модель Drucker-Prager Concrete (DPC). В отличие от классической модели Drucker-Prager модель DPC представляет собой комбинацию двух поверхностей текучести, учитывающих различный характер работы материала в условиях сжатия и растяжения (рисунок 3).

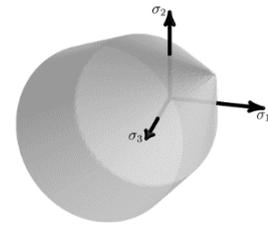


Рисунок 3 – Поверхность текучести для модели Drucker-Prager Concrete

В общем случае критерий текучести, определяющий условие перехода из области упругого деформирования в область пластического, можно записать в следующем виде

$$F = \sigma_e - \sigma_y, \quad (1)$$

где σ_e – эквивалентные напряжения, определенные из условия Губера-Мизеса;

σ_y – предел текучести материала.

В момент, когда эквивалентные напряжения становятся равными пределу текучести, т.е. функция $F=0$, в материале появляются пластические деформация. Если $F<0$, материал продолжает деформироваться упруго.

Для рассматриваемой модели DPC в зависимости от характера нагружения выражение критерия текучести будет иметь следующий вид:

1. в условиях действия растягивающих и растягивающе-сжимающих напряжений выражение (1) принимает вид

$$F_{DPr} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \beta_t \cdot \sigma_m - \sigma_{Yt} \cdot \Omega_1,$$

где β_t и σ_{Yt} – постоянные, зависящие от пределов прочности материала при одноосном растяжении R_t и одноосном сжатии R_c

$$\beta_t = \frac{\sqrt{3} \cdot (R_c - R_t)}{R_c + R_t}, \quad \sigma_{Yt} = \frac{2 \cdot R_c \cdot R_t}{\sqrt{3} \cdot (R_c + R_t)};$$

Ω_1 – функция упрочнения/разупрочнения материала, зависящая от знака действующих напряжений σ и параметра упрочнения k .

2. в условиях действия сжимающих напряжений выражение (1) принимает вид

$$F_{DPr} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \beta_c \cdot \sigma_m - \sigma_{Yc} \cdot \Omega_1,$$

где β_c и σ_{Yc} постоянные, зависящие от пределов прочности материала при двухосном сжатии R_b и одноосном сжатии R_c

$$\beta_c = \frac{\sqrt{3} \cdot (R_b - R_c)}{2 \cdot R_b - R_c}, \quad \sigma_{Yc} = \frac{R_b \cdot R_c}{\sqrt{3} \cdot (2 \cdot R_b - R_c)}.$$

Для описания нелинейного характера деформирования арматуры использовалась полилинейная модель изотропного упрочнения Multilinear Isotropic Hardening (MISO), устанавливающая одинаковую зависимость между напряжениями и пластическими деформациями как при растяжении, так и сжатии (рисунок 4). Подробное теоретическое описание используемых моделей материалов приведено в [6].

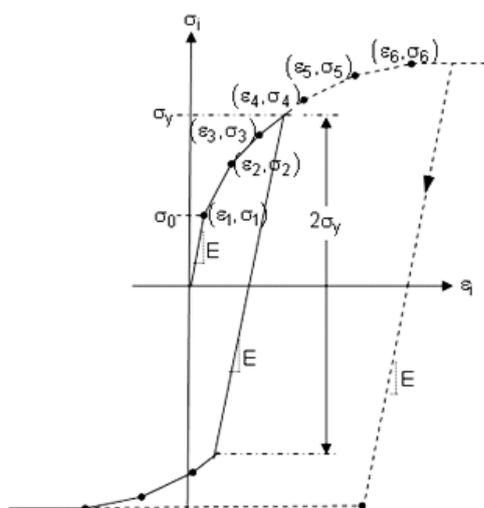


Рисунок 4 – График зависимости напряжения-пластические деформации для модели MISO

Значительное число параметров, требующееся для описания принятых моделей материалов, и ограниченность вычислительных ресурсов вызвали необходимость последовательного подхода к моделированию фрагментов стен. Поэтому на первом этапе исследования проводилось моделирование более простых образцов – высоких железобетонных балок, испытания которых были выполнены в ходе указанных выше экспериментальных работ.

Опытный образец железобетонной балки имел армирование и соотношение размеров, близкое к армированию и размерам перемычек стеновых панелей первых нежилых этажей. Общие размеры балки и армирование представлены на рисунке 5. В таблице 1 приведены физико-механические характеристики бетона и арматуры балки. Характеристики, отмеченные «*», получены по результатам испытания образцов бетона и арматуры. Остальные характеристики приняты в соответствии с [7].

Таблица 1 – Физико-механические характеристики бетона и арматуры балок

Характеристика		Ед. изм.	Значение
Плотность	Бетона	кг/м ³	2400
	Арматуры		7850
Коэффициент Пуассона	Бетона		0,2
	Арматуры		0,3
Модуль упругости бетона*		МПа	29420
Призменная прочность бетона*	на сжатие		34,9
	на растяжение	3,2	
Модуль упругости арматуры		МПа	200000
Предел текучести арматуры*	A-I Ø12 мм		329
	A-III Ø32 мм		427

Схема испытания образца железобетонной балки показана на рисунке 6. На фасадных плоскостях балки у каждой из опор под углом 45° наклеивались тензодатчики D₁ и D₂, с помощью которых в процессе нагружения измерялись деформации бетона. Нагружение балки производилось с помощью гидравлических домкратов. Нагрузка в виде двух сосредоточенных сил прикладывалась этапами по 0,1 от предполагаемой разрушающей. Каждый этап нагружения для балок составлял 16 т. Средняя разрушающая нагрузка по результатам испытаний трех образцов железобетонных балок составила 139 т.

На основе приведенных исходных данных в ПК ANSYS была создана конечно-элементная модель образца железобетонной балки. Бетон балки моделировался трехмерными конечными элементами SOLID185, предназначенными для определения объемного напряженно-деформированного состояния конструкций. Моделирование арматурных включений осуществлялось с помощью стержневых конечных элементов LINK180, работающих в качестве ферменных элементов только на растяжение-сжатие. Подробное описание указанных конечных элементов можно найти в [8]. По результатам проведенных численных экспериментов были скорректированы параметры принятых моделей материалов (бетона и арматуры) и определено напряженно-деформированное состояние конечно-элементной модели железобетонной балки на этапе разрушения.

На рисунке 7 приведены: фотография характерного разрушения образца железобетонной балки в ходе испытаний и мозаика деформаций в направлении главных растягивающих напряжений в конечно-элементной модели балки. Как следует из рисунка, механизмы разрушения железобетонной балки в опыте и численном эксперименте совпадают – разрушение происходит по наклонным и нормальным сечениям. Значение разрушающей нагрузки железобетонной балки, полученное в результате расчета, составляет 141 т и превышает опытное значение на 1,5%. На рисунке 8 представлены графики средних деформаций бетона по показаниям датчиков, установленных у опор железобетонной балки, и деформаций в конечно-элементной модели балки. Как видно из рисунка, величины деформаций на каждом этапе нагружения достаточно близки друг к другу.

Полученные данные говорят о хорошей сходимости результатов численных экспериментов и опытных испытаний на основе принятых моделей материалов. Однако подобранные модели имеют ограниченную область применения – они пригодны для моделирования конструкций со схожим напряженно-деформированным состоянием. Вместе с тем из проведенных экспериментальных работ ясно, что перемычка стеновой панели с большим дверным проемом определяет механизм разрушения фрагментов стен и находится в похожих условиях, что и балка, нагруженная по приведенной выше схеме (рисунок 6). Исходя из данного предположения, на втором этапе исследования проводилось численное моделирование фрагмента стены с использованием принятых моделей материалов.

Опытный фрагмент стены состоял из стеновой панели первого этажа с большим проемом, элементов перекрытий и стеновой панели второго этажа. Стеновая панель второго этажа была выполнена в соответствии с чертежами типовых конструкций панельных зданий, стеновая панель первого этажа – на основе типологического задания проектного отдела МНИИТЭП. Перекрытие было запроектировано в виде двух узких полос. Для удобства монтажа полосы были соединены между собой арматурными каркасами, так что перекрытие представляло собой единую плиту. Толщина шов в платформенном стыке составляла 1 см, вертикальный шов раствором не заполнялся. Общие размеры конструкций и их армирование приведены на рисунке 9. В таблице 2 приведены физико-механические характеристики бетона и арматуры фрагмента стены. Характеристики, отмеченные «*», получены по результатам испытания образцов бетона и арматуры. Остальные характеристики приняты в соответствии с [7,9].

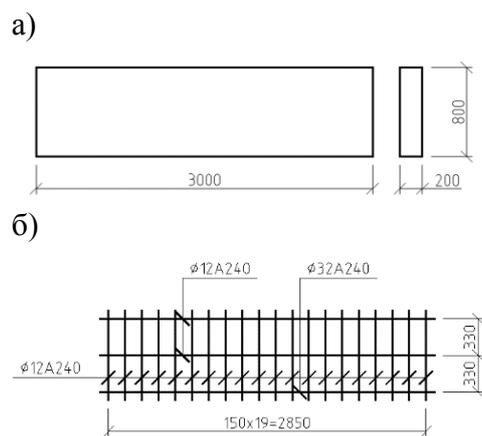


Рисунок 5 – Железобетонная балка: а – общие размеры; б – армирование

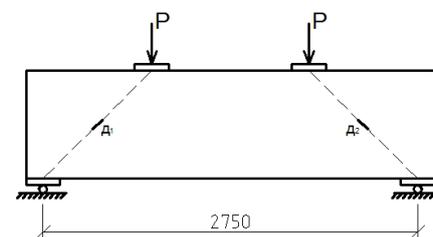


Рисунок 6 – Схема испытания железобетонных балок

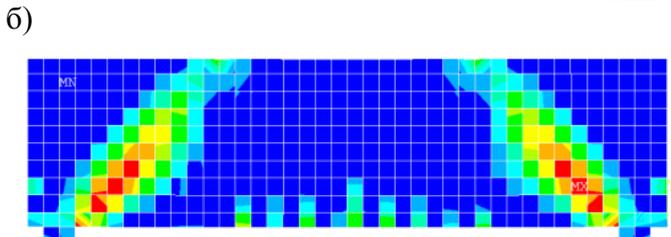
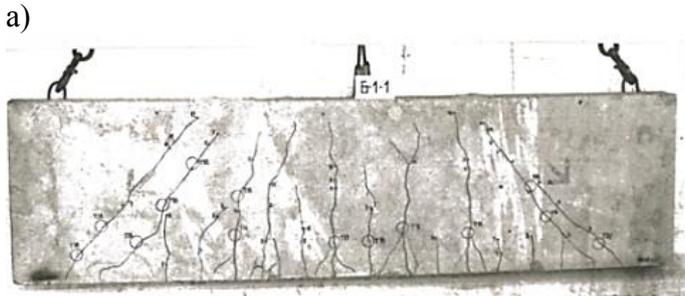


Рисунок 7 – Разрушение железобетонной балки: а – в результате испытания; б – в ПК ANSYS

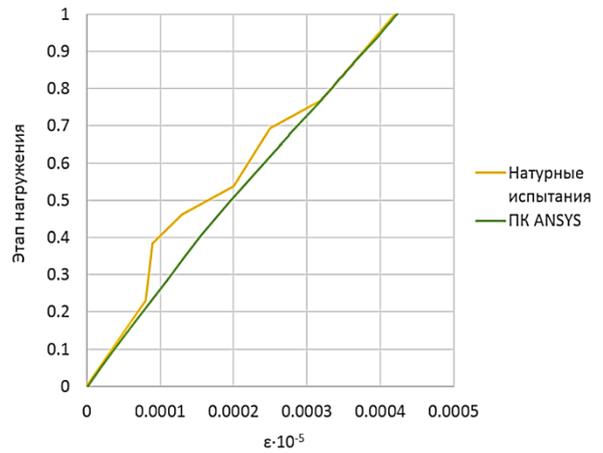


Рисунок 8 – Графики деформаций бетона

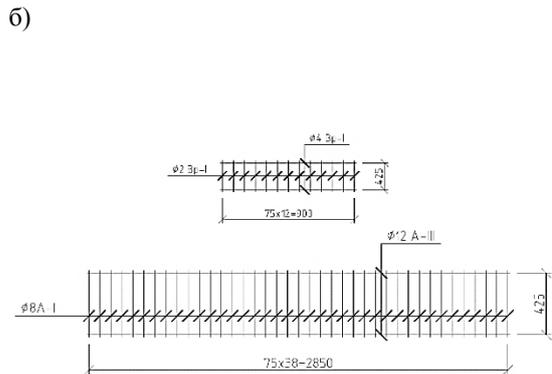
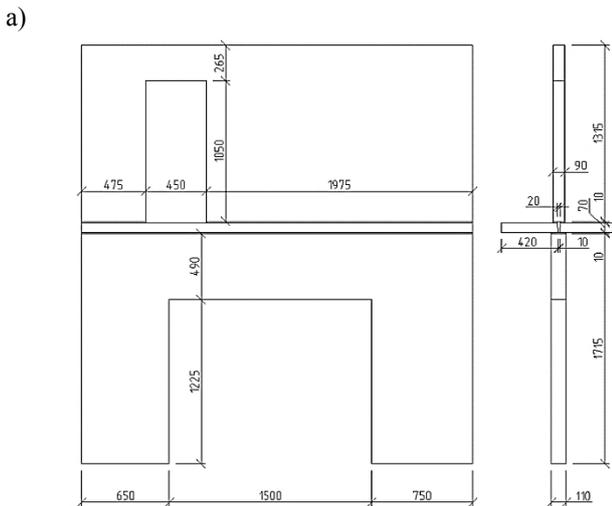


Рисунок 9 – Фрагмент стены: а – общие размеры; б – армирование

Схема испытания фрагмента стены показана на рисунке 1. В нескольких точках по высоте образец закреплялись горизонтальными жесткими связями, не препятствовавшими вертикальным перемещениям, но исключавшим перемещения из плоскости. С помощью индикаторов часового типа М1-М12 измерялись деформации бетона в процессе нагружения. Нагрузка на образец передавалась сверху через жесткую траверсу, на которой размещались 100-тонные домкраты. Нагружение производилось этапами по 0,1 от ожидаемой разрушающей нагрузки, которая была принята 70 т/м. Средняя разрушающая нагрузка по результатам испытаний двух фрагментов стены испытаний составила 69 т/м.

На основе приведенных исходных данных в ПК ANSYS была создана конечно-элементная модель фрагмента стены. Бетон конструкций и растворный шов моделировались трехмерными конечными элементами SOLID185, армирование конструкций – стержневыми конечными элементами LINK180.

Таблица 2 – Физико-механические характеристики бетона и арматуры фрагмента стены

Характеристика		Ед. изм.	Значение
Плотность	бетона	кг/м ³	2400
	раствора		1800
	арматуры		7850
Коэффициент Пуассона	бетона		0,2
	раствора		0,15
	арматуры		0,3
Нижняя стеновая панель			
Модуль упругости бетона*		МПа	34300
Призменная прочность бетона*	на сжатие		23,7
	на растяжение		1,9
Модуль упругости арматуры		МПа	200000
Предел текучести арматуры*	A-I Ø8 мм		357
	A-III Ø12 мм		460
Растворный шов			
Модуль упругости раствора		МПа	14000
Прочность раствора	на сжатие*		17,3
	на растяжение		1,5
Перекрытие			
Модуль упругости бетона		МПа	32000
Призменная прочность бетона*	на сжатие		27,6
	на растяжение		2,1
Верхняя стеновая панель			
Модуль упругости бетона		МПа	33400
Призменная прочность бетона*	на сжатие		28,7
	на растяжение		2,2
Модуль упругости арматуры			200000
Предел текучести арматуры	Вр-I Ø2 мм		500
	Вр-I Ø4 мм	500	

По результатам численных экспериментов были скорректированы параметры модели материала, описывающей растворный шов, и определено напряженно-деформированное состояние конечно-элементной модели фрагмента стены на этапе разрушения. На рисунке 10 приведены: фотография характерного разрушения фрагмента стены в ходе испытаний и мозаика деформаций в направлении главных растягивающих напряжений в конечно-элементной модели. Как следует из рисунка, механизмы разрушения фрагмента стены в опыте и численном эксперименте подобны – происходит разрушение участков платформенного стыка над простенками нижней стеновой панели и перемычки по наклонным сечениям. Значение разрушающей нагрузки фрагмента стены, полученное в результате расчета, составляет 71 т/м и превышает опытное значение на 3%.

Анализ результатов, полученных на первых двух этапах исследования, показывает хорошую сходимость данных численных экспериментов и опытных испытаний. Величины разрушающих нагрузок в расчетах и опытах достаточно близки – разница не превышает 5%, графики деформаций бетона в местах установки индикаторов практически совпадают. В ходе численного анализа фрагмента стены подтвердилось предположение о схожести напряженно-деформированного состояния высокой железобетонной балки и перемычки нижней стеновой панели. Являясь ключевым несущим элементом, перемычка нижней стеновой панели определяет механизм разрушения конструкций, что позволяет обоснованно использовать для анализа фрагмента стены те же модели материалов, что и при расчете железобетонной балки без внесения существенных изменений в параметры моделей. Из этого следует, что разработанная конечно-элементная модель фрагмента стены корректно отражает напряженно-

деформированное состояние конструкций и может быть использована для анализа работы аналогичных конструкций.

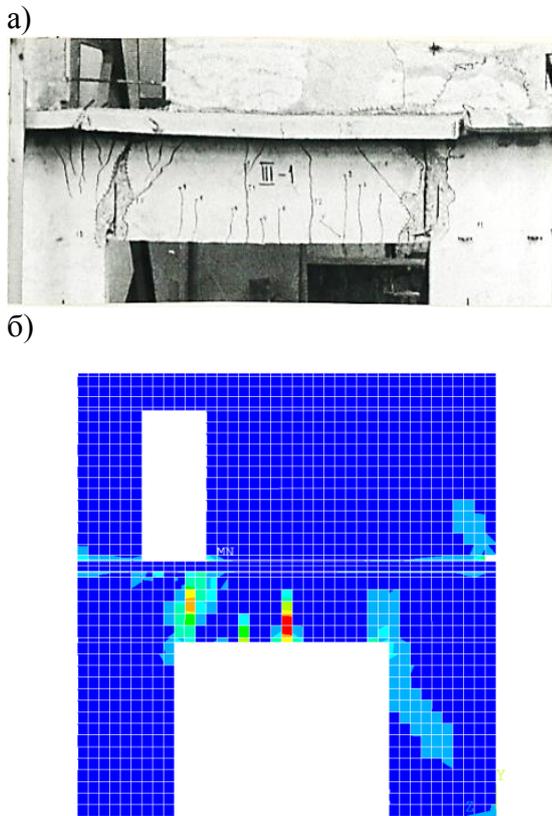


Рисунок 10 – Разрушение фрагмента стены: а – в результате испытания; б – в ПК Ansys

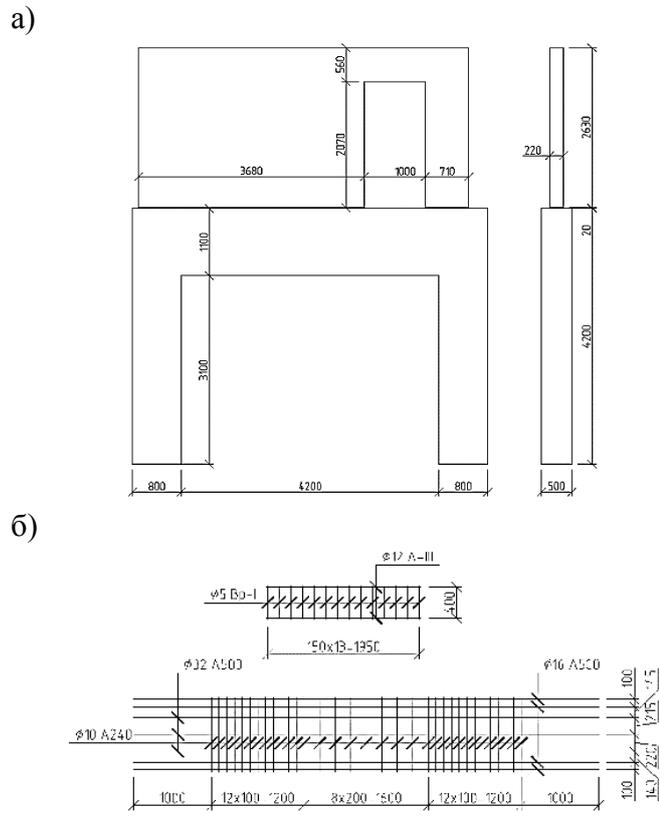


Рисунок 11 – Фрагмент: а – общие размеры; б – армирование

Сделанный вывод позволяет перейти непосредственно к третьему этапу исследования – моделированию сопряжения стеновых и рамных конструкций здания. Учитывая, что рассмотренный ранее в [1] жилой дом имел неудачное конструктивное решение нижних каркасных этажей, в результате чего в расчетной модели произошло разрушение контактного стыка, в проводимом исследовании за основу был взят другой жилой дом, предварительный расчет которого не выявил подобной проблемы.

Конструкции техподполья и первого нежилого этажа рассматриваемого жилого дома запроектированы монолитными на основе каркасно-стеновой конструктивной системы, конструкции типовой части, начиная с 2-го этажа, – сборные железобетонные изделия. Сравнение расчетных моделей велось на фрагменте здания, состоящего из монолитной рамы первого этажа и опирающейся на нее стеновой панели типового этажа. Размеры конструкций и их армирование приведено на рисунке 11. Физико-механические характеристики бетона и арматуры конструкций приняты согласно [7,9,10] и приведены в таблице 3.

Таблица 3 – Физико-механические характеристики бетона и арматуры стены

Характеристика		Ед. изм.	Значение
Плотность	бетона	кг/м ³	2400
	раствора		1800
	арматуры		7850
Коэффициент Пуассона	бетона		0,2
	раствора		0,15
	арматуры		0,3
Монолитная рама			
Модуль упругости бетона		МПа	30000
Призменная прочность бетона	на сжатие		18,5
	на растяжение		1,55
Модуль упругости арматуры		МПа	200000
Предел текучести арматуры	A240 Ø10 мм		240
	A500 Ø16 мм		500
	A500 Ø32 мм		
Растворный шов			
Модуль упругости раствора		МПа	14000
Прочность раствора	на сжатие		20
	на растяжение		1,7
Внутренняя стеновая панель			
Модуль упругости бетона		МПа	34500
Призменная прочность бетона	на сжатие		25,5
	на растяжение		1,95
Модуль упругости арматуры			200000
Предел текучести арматуры	Vp-I Ø5 мм		500
	A400 Ø12 мм		400

Не смотря на принципиальную разность конечно-элементных моделей, построенных в ПК ANSYS, и модели с односторонними связями, рассмотренной ранее в ПК ЛИРА-САПР [1], предложенные модели можно сравнить в стадии эксплуатации, когда действующие на здание нагрузки далеки от разрушающих. Расчет конструкций в ПК ANSYS на основе разработанной модели даст возможность получить количественную оценку развития неупругих деформаций и их влияния на общее напряженно-деформированное состояние конструкций. Подобного рода верификация позволит сделать вывод о возможности применения модели с элементами односторонних связей для расчета панельных зданий с нижними каркасными этажами.

На основе приведенных исходных данных в ПК ЛИРА-САПР и ПК ANSYS были собраны расчетные модели рассматриваемого фрагмента здания. При построение расчетной модели в ПК ЛИРА-САПР использовались четырехугольные конечные элементы оболочек (тип 44) и конечные элементы упругих связей с учетом предельных усилий (тип 255). В ПК ANSYS использовались описанные выше конечные элементы SOLID185 и LINK180. Основные отличия указанных расчетных моделей заключались в различном подходе к моделированию контактного стыка и возможности нелинейного деформирования конструкций в ПК ANSYS. Нагрузка, прикладываемая к рассматриваемым фрагментам, соответствовала эксплуатационной нагрузке, действующей в уровне верха 2-го этажа 17-этажного жилого дома.

В результате проведенного в ПК ANSYS расчета подтвердилось предположение о возможном развитии пластических деформаций в ригеле монолитной рамы (рисунок 12). Тем не менее, в ходе сравнения результатов, полученных в ПК ЛИРА-САПР и ПК ANSYS, стало ясно, что выявленные пластические деформации не вносят существенного изменения в общую картину напряженно-деформированного состояния конструкций. Распределения и величины вертикальных и горизонтальных напряжений в расчетных моделях близки, за исключением растянутой зоны ригеля рамы (таблица 4). В результате развития пластических

деформаций (образования трещин) произошло незначительное перераспределение напряжений (рисунки 13 и 14).

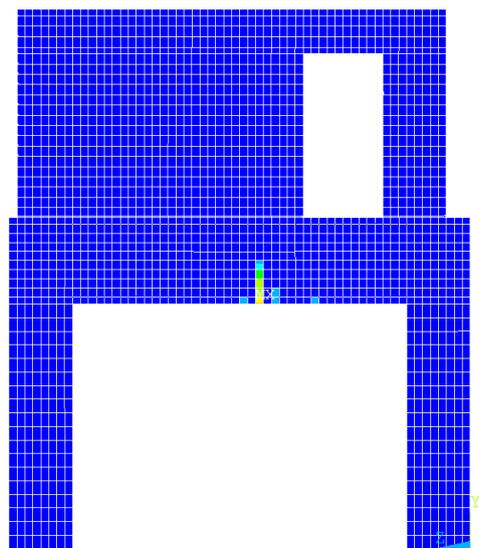


Рисунок 12 – Мозаика пластических деформаций

Нелинейный характер деформирования ригеля также не привел к предполагаемому нарушению контактной зоны конструкций. Вероятно, это является следствием чрезмерно высокого процента армирования ригеля рамы, обеспечивающего совместную работу конструкций по длине стыка. Вместе с тем, следует отметить, что несмотря на высокую жесткость ригеля рамы распределение сжимающих напряжений по длине контактного стыка по-прежнему остается неравномерным. При некачественном выполнении монтажных работах это может привести к образованию участка по длине контактного стыка с низким сцеплением, что может стать причиной «проскальзывания» стеновой панели второго этажа и появления значительных горизонтальных растягивающих напряжений в опорном сечении панели.

Таблица 4 – Величины напряжений, полученные в ПК ЛИРА-САПР и ПК ANSYS

Характеристика	Ед. изм.	Значение	
		ПК ЛИРА-САПР	ПК ANSYS
Средние сжимающие напряжения на краевых участках контактного стыка	т/м ²	488	467
Средние сжимающие напряжения на центральном участке контактного стыка	т/м ²	244	240
Средние напряжения в сжатой зоне ригеля рамы	т/м ²	335	316
Средние напряжения в растянутой зоне ригеля рамы	т/м ²	366	259

В целом, анализ результатов проведенных численных исследований показывает, что расчет панельных зданий с нижними каркасными этажами допускается вести с использованием модели с односторонними связями при соблюдении определенных ограничений. Данные ограничения в первую очередь связаны с конфигурацией рамного каркаса первого нежилого этажа: отношением высоты ригеля рамы к пролету и размерами поперечного сечения колонн. Малая высота ригеля рамы может привести к увеличению гибкости ригеля рамы и стать причиной раскрытия (расслоения) контактного стыка в центральной части пролета рамы. Дальнейшее перераспределение напряжений по длине стыка может привести к значительному увеличению сжимающих напряжений на концевых участках стыка и его разрушению. Принимаемое поперечное сечение колонн также влияет на зону передачи сжимающих напряжений под стеновой панелью, малая площадь которой может вызвать разрушение контактного стыка на концевых участках.

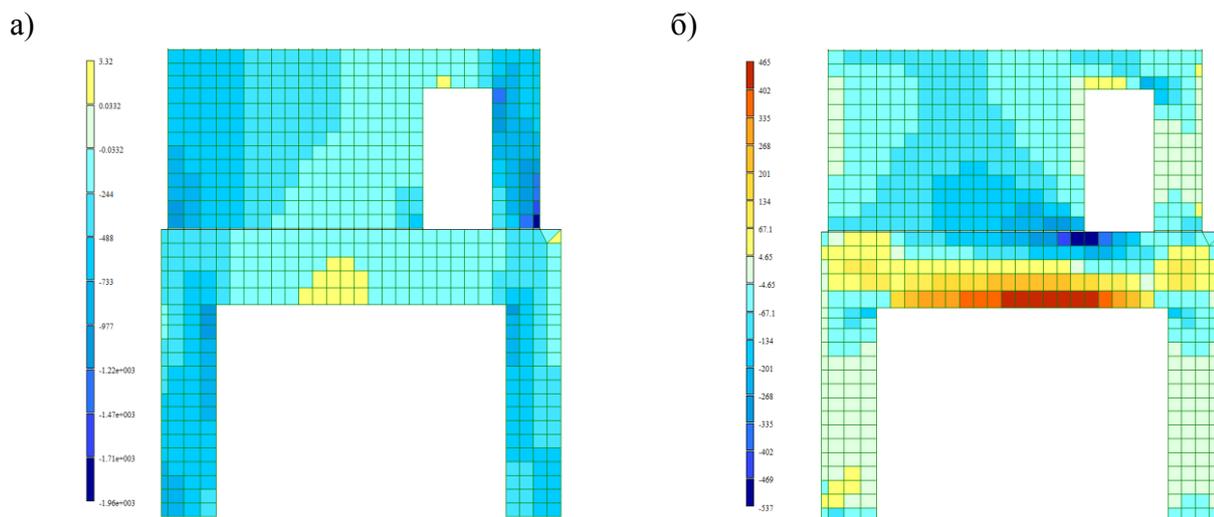


Рисунок 13 – Мозаики напряжений в ПК Лиры: а – вертикальные напряжения; б – горизонтальные напряжения

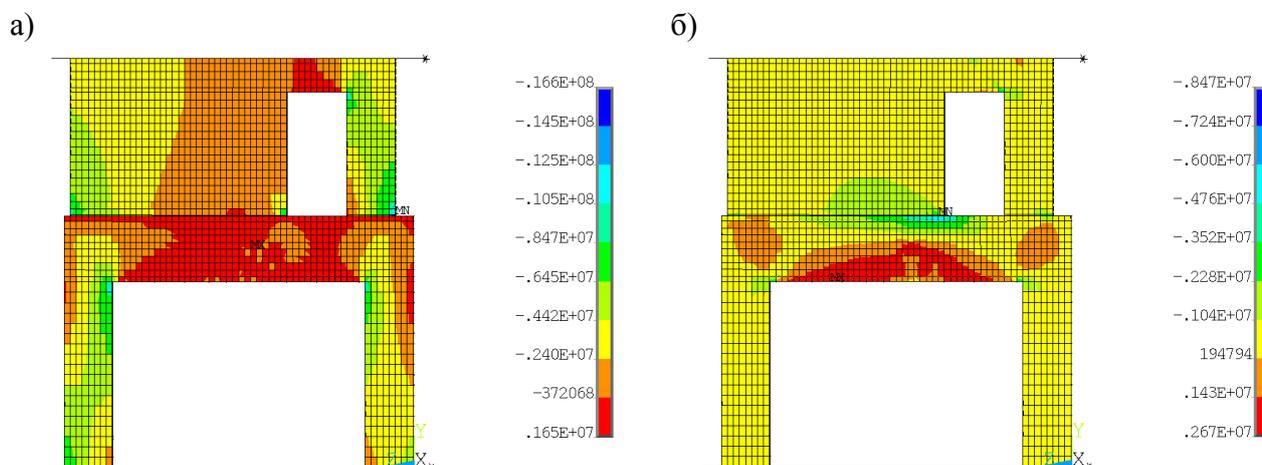


Рисунок 14 – Мозаики напряжений в ПК Ansys: а – вертикальные напряжения; б – горизонтальные напряжения

В рассмотренном жилом доме принятая конфигурация рамного каркаса позволяет пренебречь развитием нелинейных деформаций в конструкциях здания и проводить расчет с использованием упругих характеристик материалов. Однако из этого не следует, что расчет допускается вести без введения элементов односторонних связей. Наличие податливого растворного шва в зоне сопряжения конструкций приводит к иному распределению горизонтальных напряжений в ригеле рамы и стеновой панели, чем при жестком сопряжении.

Следует также отметить, что в проводимом исследовании не учитывалось влияние реальных граничных условий и стадийности возведения здания. Впрочем, такой цели и не было. Приняв во внимание сложность выполнения расчета целого здания в нелинейной постановке, основной целью исследования было обоснование отсутствия необходимости в такой постановке. Проведенный численный анализ показал, что конструкции здания деформируются преимущественно упруго и дальнейшие исследования, связанные с учетом влияния ветровой нагрузки, последовательности возведения здания и т.п. допускается вести на более простой модели с использованием элементов односторонних связей.

Выводы

Приняв во внимание результаты проведенных расчетов, следует отметить отсутствие единого подхода к расчету и конструированию данных конструкций. Практика проектирования показывает, что расчет панельных зданий с нижними каркасными этажами вводится либо раздельно (каркасные конструкции рассматриваются отдельно от стеновых конструкций и наоборот), либо сопряжение конструкций принимается жестким. Проведенный анализ говорит о недопустимости подобного подхода, что отмечено в проекте свода правил «Крупнопанельные конструктивные системы» [11]. В данном СП отражено требование о необходимости учета действительной работы стыков зданий при проектировании конструктивных систем с нерегулярным расположением конструкций по высоте.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шапиро Г.И., Смирнов А.В. О расчете конструкций панельных зданий с каркасными конструкциями нижних нежилых этажей // Строительство и реконструкция. 2016. № 4. С. 64 – 72.
2. Коровкин В.С. Влияние масштаба моделирования на ширину раскрытия трещин железобетонных балок // В кн.: Исследование прочности и жесткости конструкций сборных многоэтажных зданий. М.: ГлавАПУ г. Москвы, 1985. С. 120-127.
3. Коровкин В.С., Кано И.Л. Исследование панельного варианта конструктивного решения первых нежилых этажей крупнопанельных зданий // В кн.: Исследование прочности и жесткости конструкций сборных многоэтажных зданий. М.: ГлавАПУ г. Москвы, 1985. С. 3-15.
4. Кано И.Л. Прочность внутренних крупнопанельных железобетонных стен с отверстиями и проемами : диссертация ... кандидата технических наук : 05.32.02 / Центр. н.-и. и проект. ин-т типового и эксперим. проектирования жилища. - Москва, 1990. - 204 с.
5. Лукин А.В., Лобачев А.М., Модестов В.С., Боровков А.И., Попов И.А. Конечное-элементное моделирование и расчет напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций и элементов АЭС // Сб. тезисов докладов на 8-й Межд. научно-техническая конф. "Обеспечение безопасности АЭС с ВВЭР". - Подольск, 2013.
6. ANSYS Mechanical APDL structural analysis guide. ANSYS Inc., 2015.
7. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: Минрегион России. 2012. 147 с.
8. Басов К.А. Ansys. Справочник пользователя. М.: ДМК-Пресс, 2005. 640 с.
9. Пангаев В.В., Сердюк В.М. О деформативных характеристиках цементных кладочных растворов // Известия вузов. Строительство. 2004. № 9. С. 110 –113.
10. ГОСТ 26633-91* «Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия». Введ. 1992–01–01. М.: ИПК Издательство стандартов, 2003.
11. СП 335.1325800.2017 Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования. М.: Минрегион России. 2017. 82 с.

Шапиро Геннадий Исаакович

ОАО МНИИТЭП, г. Москва, Россия
Главный конструктор ОАО МНИИТЭП
E-mail: g-shapiro@mail.ru

Смирнов Андрей Вячеславович

ОАО МНИИТЭП, г. Москва, Россия
Ведущий инженер отдела главного конструктора
E-mail: smirnov.andrey.1990@gmail.com

SHAPIRO G.I., SMIRNOV A.V.

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL JUSTIFICATION OF THE MODEL WITH UNILATERAL CONSTRAINTS FOR THE CALCULATION OF PANEL BUILDINGS WITH BOTTOM FRAME FLOORS

The question of calculating the conjugation of structures of a typical panel part of a building with skeleton structures of lower non-residential floors is considered. On the basis of theoretical and experimental studies of wall panels of the first non-residential floors with large openings, a method of constructing a computational model for the case of frame structures of the first non-residential floors in the ANSYS PC is developed. A comparative analysis of the methods for constructing a computational model of a fragment of a panel building with lower frame floors using the elements of one-way links in PC LIRA and nonlinear elements in PC Ansys is carried out. The analysis of the features of the work of prefabricated and monolithic structures in the area of their interface and the elements of the overlying floors adjoining them are analyzed. The main problems that arise when simulating the conjugation of the constructions under consideration are indicated, and general recommendations for their calculation are given.

Key words: panel building, frame system, uninhabited floor, contact junction, limit equilibrium method, unilateral connections, large-panel structural systems.

REFERENCES

1. Shapiro GI, Smirnov A.V. O raschete konstruktsiy panel'nykh zdaniy s karkasnymi konstruktsiyami nizhnikh nezhilykh etazhey [About calculation of constructions of panel buildings with skeleton structures of the lower non-residential floors]. Building and Reconstruction. 2016. No 4. Pp. 64 - 72. (rus)
2. Korovkin V. S. Vliyaniye masshtaba modelirovaniya na shirinu raskrytiya treshchin zhelezobetonnykh balok [The Influence of scale modelling is the width of the opening of cracks in reinforced concrete beams]. In the book.: Issledovaniye prochnosti i zhestkosti konstruktsiy sbornykh mnogoetazhnykh zdaniy [Study of strength and rigidity of prefabricated multi-storey buildings]. Moscow: GlavAPU of Moscow, 1985. Pp. 120-127. (rus)
3. Korovkin V. S., Kano I.L. Issledovaniye panel'nogo varianta konstruktivnogo resheniya pervykh nezhilykh etazhey krupnpanel'nykh zdaniy [Study of the panel variant of the design solution of the first non-residential floors of large-panel buildings]. In the book: Issledovaniye prochnosti i zhestkosti konstruktsiy sbornykh mnogoetazhnykh zdaniy [Study of strength and rigidity of prefabricated multi-storey buildings]. – Moscow: GlavAPU Moscow, 1985. Pp. 3-15. (rus)
4. Kano I. L. Prochnost' vnutrennikh krupnpanel'nykh zhelezobetonnykh sten s otverstiyami i proyemami [Strength of internal large-panel reinforced concrete walls with holes and openings]: thesis ... candidate of technical Sciences: 05.32.02 / Central Research Institute for Experimental Design of Housing. Moscow, 1990. 204 p. (rus)
5. Lukin AV, Lobachev A.M., Modestov B.C., Borovkov AI, Popov I.A. Konechno-elementnoye modelirovaniye i raschet napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zhelezobetonnykh konstruktsiy i elementov AES [Finite Element Modeling and Calculation of Stress-Strain State of Reinforced Concrete Structures and Elements of Nuclear Power Plants]. Sb. tezisov dokladov na 8-y Mezhd. nauchno-tekhnicheskaya konf. "Obespecheniye bezopasnosti AES s VVER" [Theses of reports on the 8th Int. scientific and technical conference. "Ensuring the safety of nuclear power plants with WVER"]. Podolsk, 2013.
6. ANSYS Inc. ANSYS Mechanical APDL structural analysis guide, release 16.0, 2015.
7. Building Code of Russian Federation SP 63.13330.2012. Concrete and reinforced concrete structures. Updated version of SNiP 52-01-2003. Moscow: the Ministry of Regional Development of Russia, 2012. 147 p.
8. Basov K.A. Ansys manual. Moscow: DMK-Press, 2005. 640 p. (rus)
9. Pangayev V.V., Serdyuk V.M. O deformativnykh kharakteristikakh tsementnykh kladochnykh rastvorov [On the deformative characteristics of cement mortar solutions]. Izvestiya Vuzov. Building. 2004. No. 9. Pp. 110 -113. (rus)
10. Standard of Russian Federation GOST 26633-91* "Concretes heavy and fine-grained. Specifications". 1992-01-01. Moscow: IPK Publishing house of standards. 2003. (rus)
11. Building Code of Russian Federation SP 335.1325800.2017 Large-scale structural systems. Design rules. - Moscow: the Ministry of Regional Development of Russia. 2017. 82 p. (rus)

Shapiro Gennady Isaakovich

MNIIITEP, Moscow, Russia,

Chief Designer of MNIIITEP,

E-mail: g-shapiro@mail.ru

Smirnov Andrey Vyacheslavovich

MNIIITEP, Moscow, Russia,

Lead Engineer of Department Chief Designer,

E-mail: smirnov.andrey.1990@gmail.com