

5. Плитки кровельные битумные и битумно-полимерные. Технические условия: СТБ 1617-2006. – Минск: Минстройархитект. РБ, 2006. – 15 с.
6. Материалы рулонные кровельные и гидроизоляционные. Общие технические условия. (ПВХ мембраны): ГОСТ 30547-97. – Москва: Государственный строительный комитет России, 1997. – 14 с.
7. Черноиван, В.Н. Реабилитация совмещенных утепленных рулонных кровель. Восстановление эксплуатационных характеристик совмещенных утепленных рулонных кровель при их ремонте / В.Н. Черноиван, Н.В. Черноиван. – Saarbrücken, Deutschland / Германия: LAP LAMBERT Academic Publishing, 2014. – 93 с.
8. Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-2.04-43-2006 (02250). – Минск: Минстройархитект. РБ, 2007. – 32 с.
9. Кровли. Строительные нормы проектирования и устройства: ТКП 45-5.08-277-2013. – Минск: Минстройархитект. РБ, 2013. – 23 с.
10. Кровли: СП 17.13330.2011. – Москва: ОАО «ЦПП», 2011. – 53 с.
11. Ананьев, А.А. Долговечность и теплозащитное качество наружных ограждающих конструкций, утепленных пенополистиролом / А.А. Ананьев, А.И. Ананьев, Т.Н. Голева // Актуальные проблемы строительной теплофизики: материалы VII научно-практической конференции. – Москва: НИИСФ, 2002. – С. 15–18.
12. Ли, А.В. Пенополистирол. Ресурс и старение / А.В. Ли, В.Ю. Ясин, Ю.Д. Ясин // Долговечность конструкций. Строительные материалы. – 2002. – № 5. – С. 33–35.
13. Надежность систем наружного утепления. / Е. Сосунов // Белорусский строительный рынок. – 2005. – № 3–4 – С. 11–13.
14. Исследования по выбору рациональных плитных утеплителей для «Термического экрана». Отчет о научно-исследовательской работе «Разработка научно-обоснованных принципов осуществления тепловой реабилитации ограждающих конструкций эксплуатируемых зданий на основе Термического экрана» (промежуточный) № 06/605. Брестский гос. техн. ун-т; рук. В.Н. Черноиван. – Брест, 2008. – 50 с.
15. Оценка технического состояния профилированного настила кровли Легкоатлетического манежа в осях «А-УУ», «10-15» в г. Бресте (х/д № 06/511). Брестский гос. техн. ун-т; рук. В.Н. Черноиван. – Брест, 2007. – 26 с.
16. Оценка технического состояния совмещенной утепленной рулонной кровли здания супермаркета «Мікс» по ул. 28 Июля, 37 «А», в г. Бресте (х/д № 09/87). Брестский гос. техн. ун-т; рук. В.Н. Черноиван. – Брест, 2009. – 31 с.

Материал поступил в редакцию 23.11.2016

CHERNOIVAN V.N., CHERNOIVAN N.V., CHERNOIVAN A.V. Ways of providing operational characteristics combined insulated roll roofing

The estimation of the technical condition of the structural layers combined operated insulated roll roofing with a sequential arrangement of layers. It is established that the solution to the problem of the choice of material of the insulating layer is one of the main ways of providing operational characteristics combined insulated roll roofing.

УДК 624.15+691.328.1:624.04

Сливка Д.Н., Пойта П.С., Клебанюк Д.Н., Шведовский П.В.

ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ПЛИТНЫХ И ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С СИСТЕМОЙ ЗАКРЫТЫХ ПОЛОСТЕЙ ПОД МНОГОЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Введение. В последнее время в связи с увеличением этажности строящихся зданий все актуальней становится проблема увеличения удельных нагрузок на фундаменты и повышение стоимости фундаментных конструкций, составляющей значительную часть стоимости строительства каркаса и здания в целом.

Традиционными видами фундаментов, в зависимости от грунтовых условий, при давлении на основание порядка 300–600 кПа являются плитные или плитно-свайные фундаменты (ПСФ) с различными вариантами свайной составляющей – сплошные свайные поля, свайные кусты, подкрепляющие и одиночные сваи [1, 2].

Выбор конструкции фундамента осуществляется на основании технико-экономического сравнения вариантов и зависит от инженерно-геологических условий, физико-механических характеристик несущих слоев грунтов основания, конструктивно-планировочной схемы и взаимодействия здания с грунтовым массивом и окружающей застройкой.

Анализ и методика исследований. Все конструкции плитных фундаментов представляют собой сплошную железобетонную плиту повышенной жесткости (толщиной 0,8 м и более), расположенную под всей площадью здания, при этом нагрузки распределяются по всей площади плиты и передаются на грунты основания, главным образом, через ее подошву.

Применяются и фундаментные плиты переменной толщины с утончением в области краев, т. е. тонкостенные площадные конструкции в виде вогнутых или выпуклых, по отношению к грунту,

оболочек или плиты с выпуклой поверхностью опирания.

Однако условия взаимодействия таких фундаментов с основанием, при применении их для многоэтажных зданий, требуют тщательного расчетного обоснования из-за возможного выпора грунта из-под края фундамента, значительных изгибающих усилий в конструкции фундамента, крена и потенциальной возможности потери общей устойчивости здания.

Плитные фундаменты могут проектироваться и в виде балочных и безбалочных бетонных или железобетонных плит, при этом ребра балочных плит могут быть обращены как вверх, так и вниз.

Ребра жесткости обычно располагаются по осям зданий и в местах действия максимальных продольных и поперечных сил и изгибающих моментов. Места их пересечения служат для установки колонн каркаса. При необходимости обеспечения большей жесткости фундаментные плиты могут проектироваться коробчатого сечения [3, 4].

Все это позволяет сделать вывод, что при проектировании фундаментов под многоэтажные здания в сложных инженерно-геологических условиях, т.е. слоистости, неоднородности залегания, наличия слабых прослоек, необходима реализация следующих мероприятий: усиление грунтов в основании; устройство консольных выпусков из фундаментной плиты за пределы контура здания; устройство отсечных стенок-ребер, препятствующих выпору грунта из-под фундаментной плиты; оптимизация схемы передачи нагрузок на основание и др. [5, 6, 7].

Сливка Денис Николаевич, директор ЧПУП «БрестКАДпроект».

Беларусь, Брест, ул. Советская, 80, оф. 49.

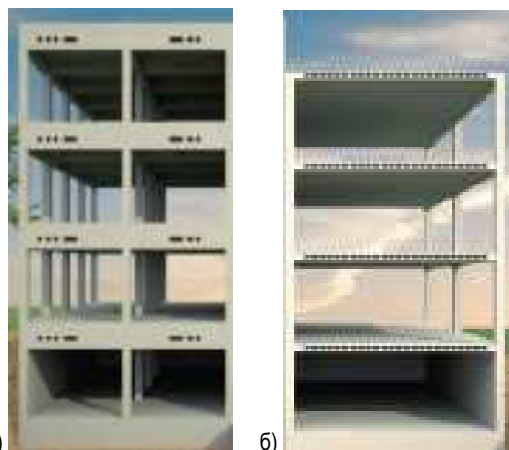
Пойта Петр Степанович, д.т.н., профессор кафедры геотехники и транспортных коммуникаций, ректор Брестского государственного технического университета.

Клебанюк Дмитрий Николаевич, старший преподаватель кафедры геотехники и транспортных коммуникаций Брестского государственного технического университета.

Шведовский Петр Владимирович, к.т.н., профессор, заведующий кафедрой геотехники и транспортных коммуникаций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Отсюда, одним из возможных способов, при этом наиболее перспективным, снижения материалоемкости конструкций фундаментов и, соответственно, снижения на них нагрузки, является применение облегченных дисков перекрытия [6]. Учитывая тот факт, что большая часть нагрузки от веса здания, сосредотачивается на перекрытиях, а экономия от многупустотных перекрытий эффективной конструктивной формы составляет порядка 30%, то такое решение вносит существенный вклад в экономию материалов и ресурсов при возведении как здания в целом, так и фундаментов, в частности (рисунок 1).



а) традиционные; б) с применением облегченных дисков перекрытия
Рисунок 1 – Конструктивные схемы зданий

Опыт применения и детальные исследования особенностей работы облегченных многупустотных дисков перекрытия с системой закрытых полостей, формируемых пустотообразователями – модулями из пустотелых конструкций «Eco-Line» или «Slim-Line», изготовляемые из вторичного полипропилена [7, 8] – позволяет такой способ снижения материалоемкости перенести на плитные и плитно-свайные фундаменты.

Общий вид плитного фундамента после формирования системы закрытых полостей из модульных пустотообразователей приведен на рисунке 2, а схема фиксирования пустотообразователей, для

предотвращения их всплытия и вспучивания, на рисунке 3.

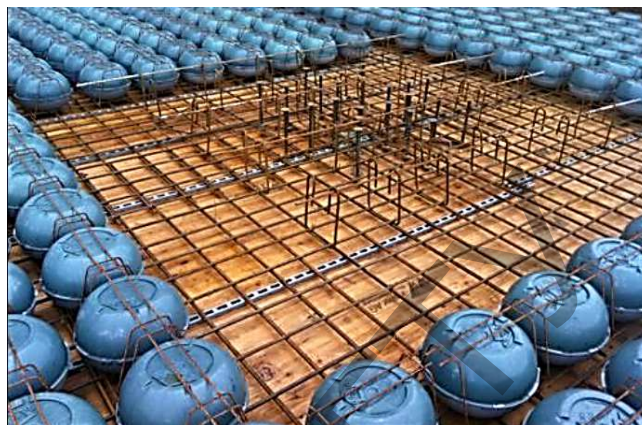


Рисунок 2 – Общий вид плитного фундамента после формирования системы закрытых полостей

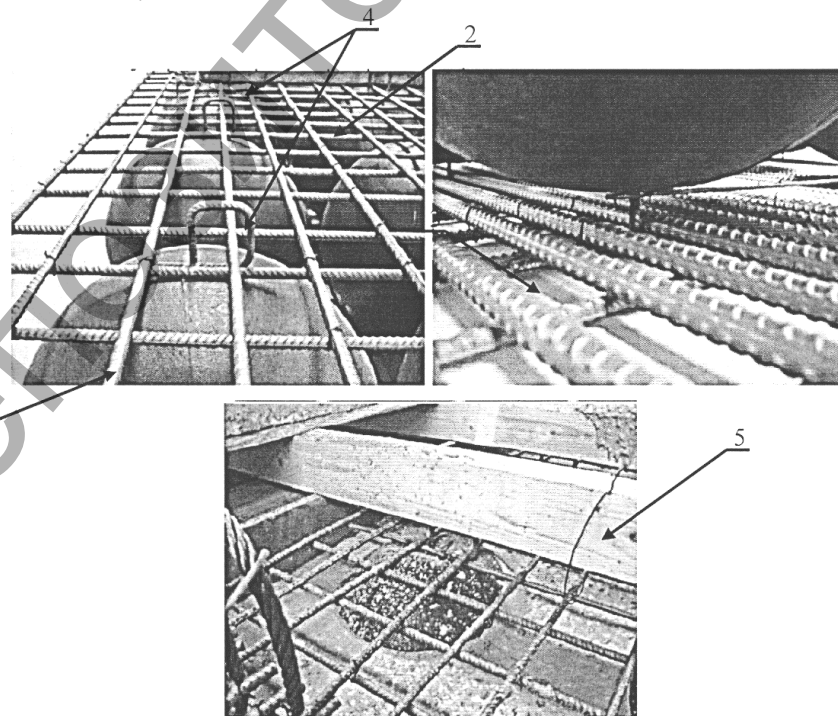
Результаты экспериментов. С целью определения закономерностей и допустимого объема закрытых полостей были проведены расчеты плитного фундамента для односекционного жилого дома прямоугольной конфигурации с размерами в плане 16×30 м. Фундамент – плитный монолитный железобетонный толщиной 0,7 м.

Конструктивная схема здания (рисунок 4) запроектирована в каркасно-монолитном варианте с монолитными дисками перекрытия. Пространственная жесткость обеспечивается за счет колонн, диафрагм жесткости и трех ядер жесткости (лестнично-лифтовые блоки). Перекрытия и покрытия – облегченные диски с системой закрытых полостей. Стены лифтовых блоков и диафрагм – монолитные, железобетонные.

Расчетная схема здания и плитного фундамента приведена на рисунке 5.

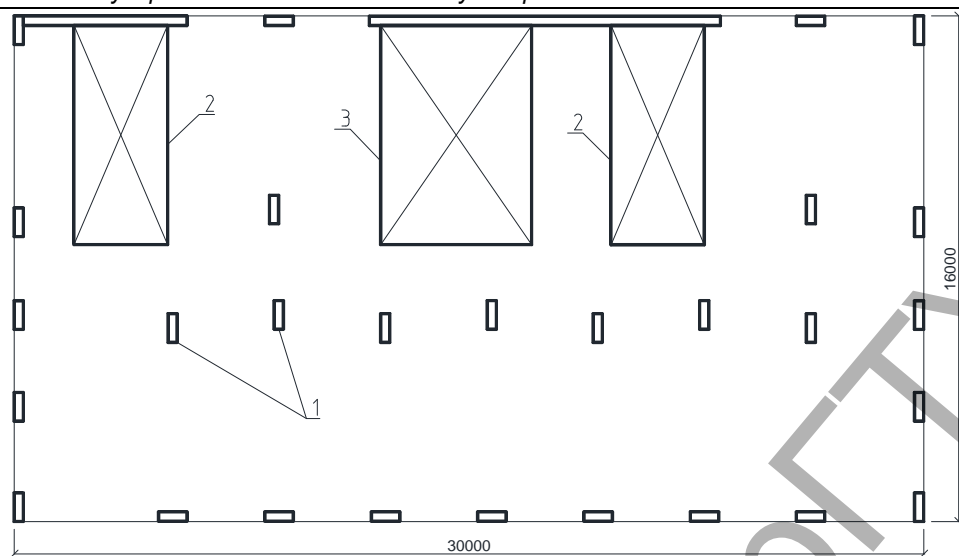
Расчеты выполнялись для слабых и прочных грунтов оснований и различной этажности зданий – 10, 22 и 32 этажей.

Инженерно-геологические условия и нормативные значения характеристик грунтов оснований представлены в таблице 1.



1 – пустотообразователи; 2 и 3 – соответственно армирование верхней и нижней грани плитного фундамента; 4 – металлические петли; 5 – временная пригрузка

Рисунок 3 – Схема фиксирования пустотообразователей для предотвращения их всплытия и вспучивания при бетонировании



1 – колонны; 2 и 3 – ядра жесткости (лестнично-лифтовые блоки)

Рисунок 4 – Конструктивная схема (план) здания

Таблица 1 – Инженерно-геологические условия и нормативные значения характеристик грунтов оснований

Грунты, слогающие ИГЭ	Мощность ИГЭ, м	Плотность грунта, ρ , т/м ³	Плотность частиц грунта, ρ_s , т/м ³	Природная влажность, W , %	Коэффициент пористости, e	Удельное сцепление, C , кПа	Угол внутреннего трения, φ , град.	Модуль деформации, E , МПа	Коэффициент Пуассона, ν
Основание – «слабые» грунты									
Песок средний, средней прочности	2,7	1,65	2,55	3,4	0,64	4,2	31,2	10,0	0,3
Песок средний, средней прочности	1,3	1,68	2,58	13,5	0,63	4,8	31,6	21,0	0,32
Песок крупный, малопрочный	3,4	1,72	2,62	25	0,69	0,1	34,5	19,0	0,26
Супесь пластичная	3,5	22,1	2,65	28	0,52	19,5	28,5	12,6	0,31
Основание – «прочные» грунты									
Песок средний, средней прочности	2,5	1,67	2,59	6,2	0,64	4,3	32,5	22,3	0,3
Песок средний, средней прочности	0,9	1,71	2,64	12,8	0,67	4,7	31,6	41,5	0,31
Песок средний, прочный	3,2	1,78	2,62	22	0,63	4,8	33,1	51,3	0,28
Супесь твердая	3,6	2,18	2,69	29	0,45	20,6	29,9	32,4	0,32

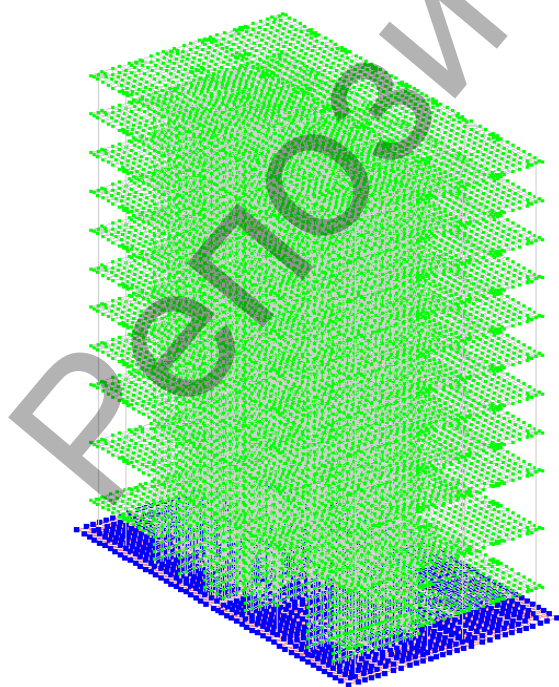


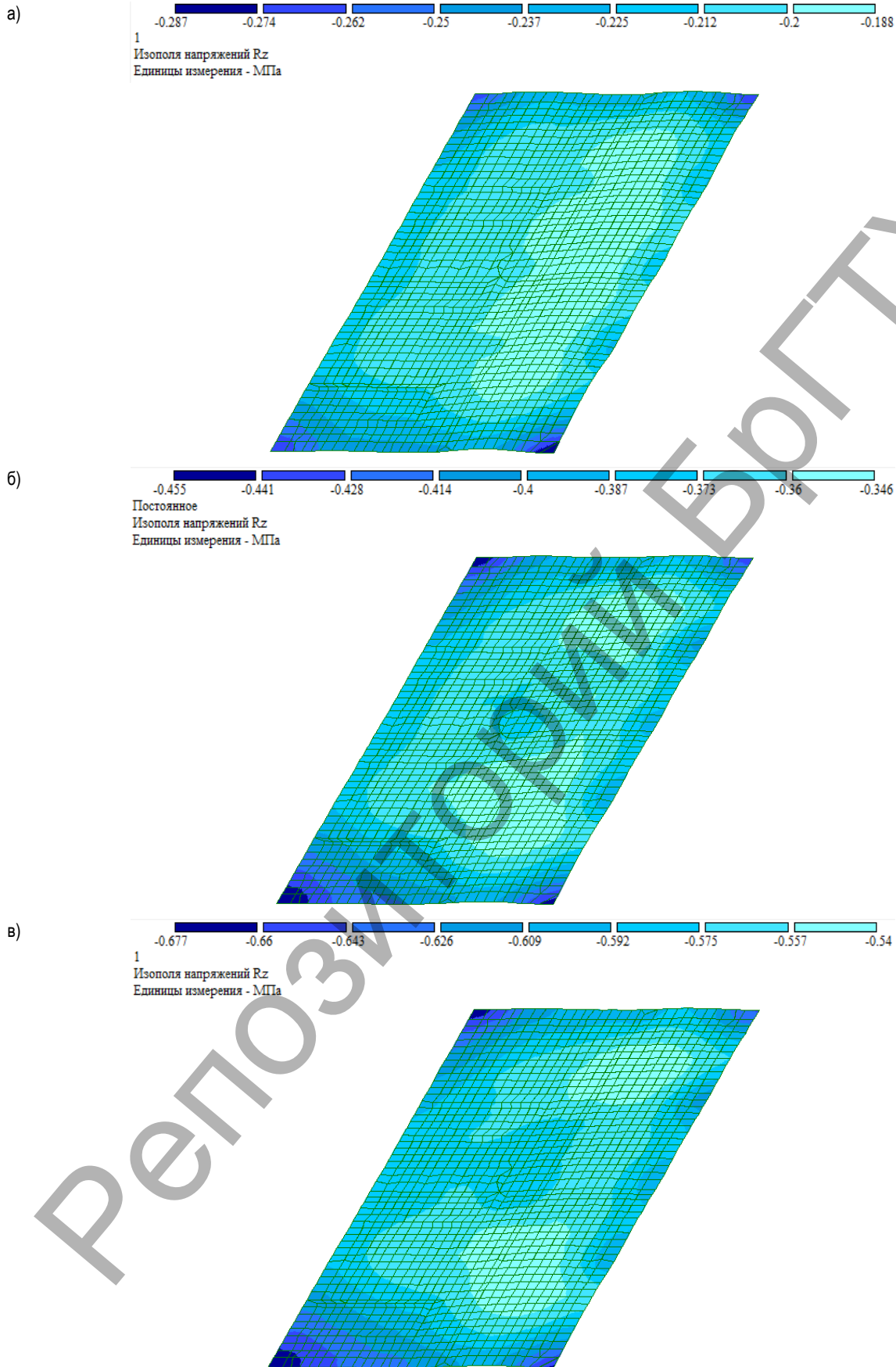
Рисунок 5 – Расчетная схема здания и плитного фундамента

Расчет был выполнен с применением метода конечных элементов с помощью программного комплекса «Лири-Windows», позволяющий учитывать совместную работу основания, фундаментов и вышележащих конструкций здания. Расчетная схема основания была разработана для определения вертикальных коэффициентов жесткости основания, которые использовались для определения напряженно-деформированного состояния системы «основание-фундаменты-верхнее строение» [9, 10].

Анализ изополей напряжений в основании плиты (рисунок 6) показывает, что этажность существенно влияет как на величину и диапазон напряжений (10 этажей – 0,188–0,287 МПа; 22 этажа – 0,38–0,50 МПа и 32 этажа – 0,54–0,677 МПа), так и их распределение в плане. При этом увеличение этажности нивелирует разность величин напряжений в плане и соответственно для 10 этажного здания соотношение

$$\frac{R_z^{\max}}{R_z^{\min}} = 1,53, \text{ 22 этажного – } 1,32 \text{ и } 32 \text{ этажного – } 1,22.$$

Не менее характерна взаимосвязь этажности зданий с величинами давлений по подошве фундаментов и вертикальных перемещений плиты (осадок) (рисунки 7, 8 и 9). Анализ мозаики и изополей величин давлений по подошве фундаментов (P_z) и вертикальных перемещений (S_z) плиты показывает схожесть влияния этажности на эти величины. Соответственно для 10-ти, 22-ух и 32-ух этажных зданий P_z изменяется в диапазонах – 142–217 кН/м², 287–379 кН/м², и 408–515 кН/м², а S_z – 40–47 мм, 106–120 мм и 175–195 мм. Также следует отметить, что увеличение этажности нивелирует разность



а) – 10-ти; б) – 22-ух и в) – 32-ух этажных зданий
Рисунок 6 – Изополю напряжений в основании плиты

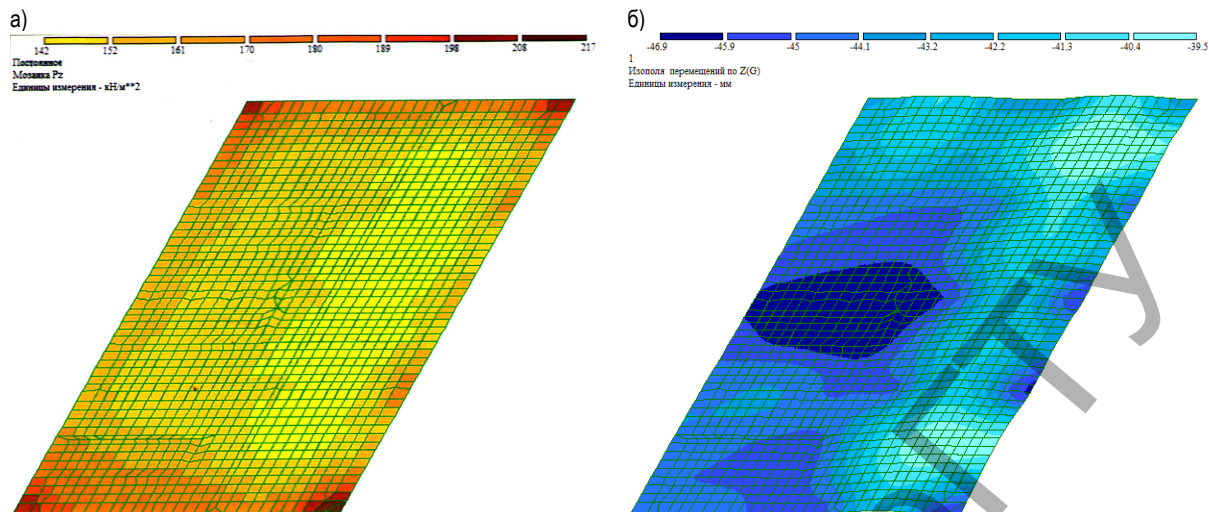


Рисунок 7 – Мозаика давлений по подошве фундаментной плиты (а) и изополя осадок (б) для 10-ти этажного здания

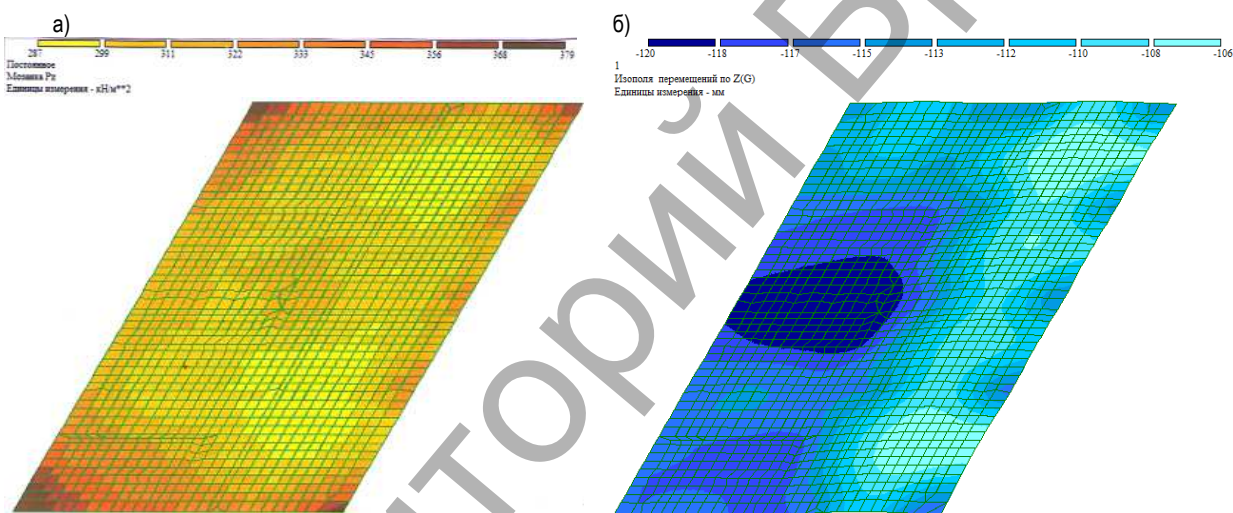


Рисунок 8 – Мозаика давлений по подошве фундаментной плиты (а) и изополя осадок (б) для 22-ух этажного здания

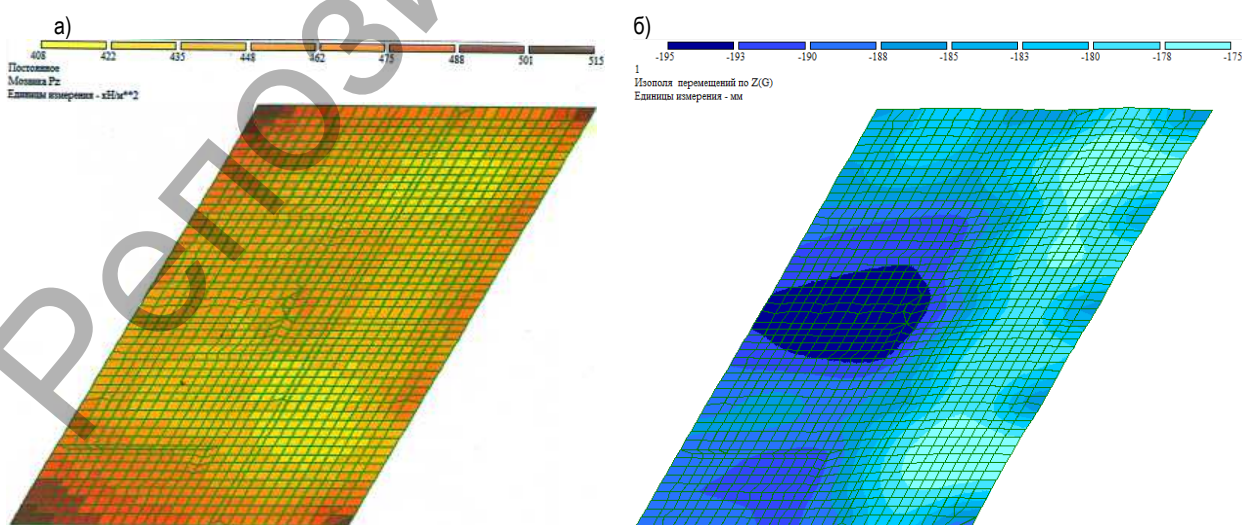


Рисунок 9 – Мозаика давлений по подошве фундаментной плиты (а) и изополя осадок (б) для 32-ух этажного здания

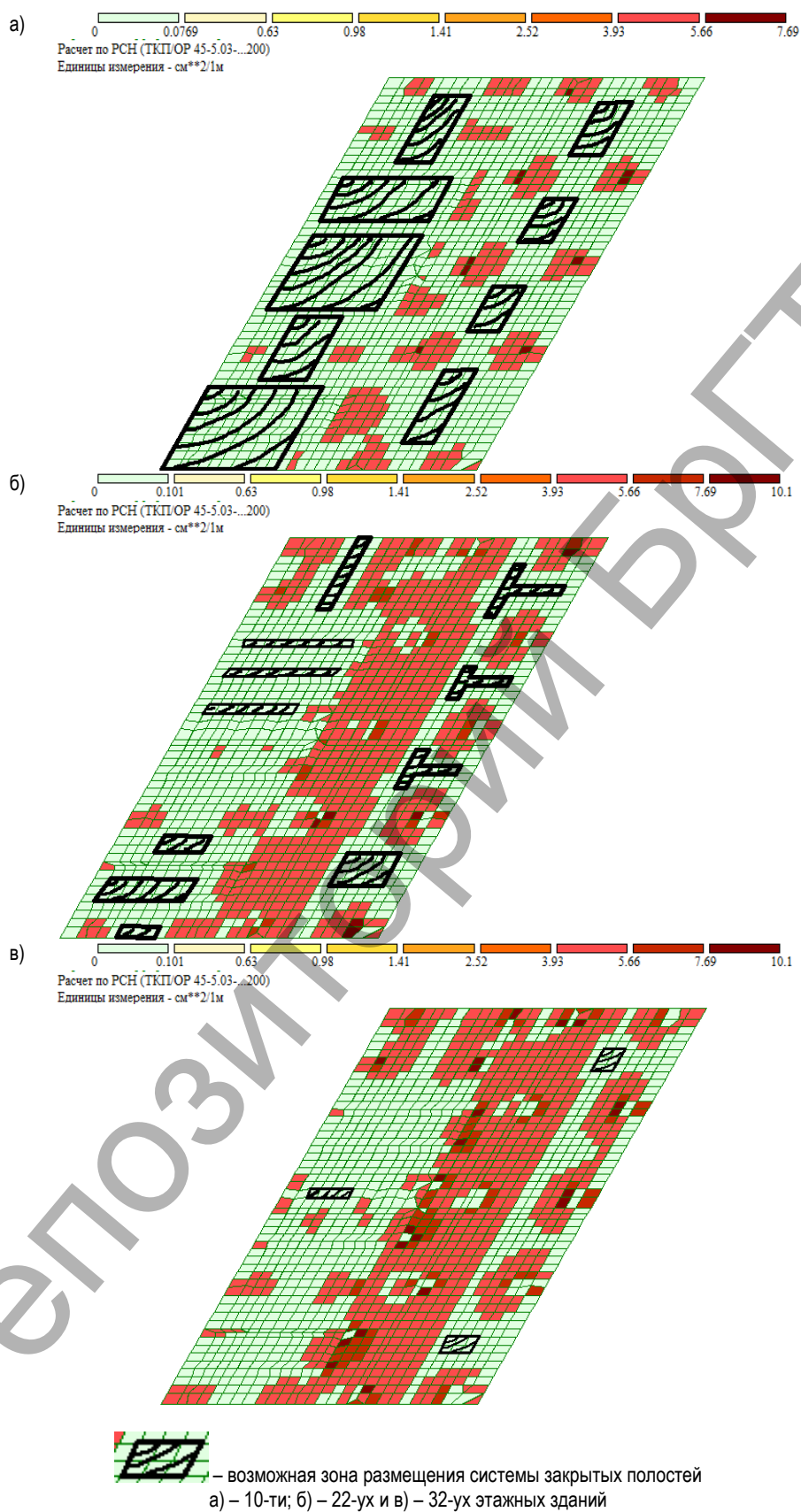


Рисунок 10 – Распределение площади поперечной арматуры вдоль оси x плитного фундамента на слабых грунтах и зон размещения систем закрытых полостей

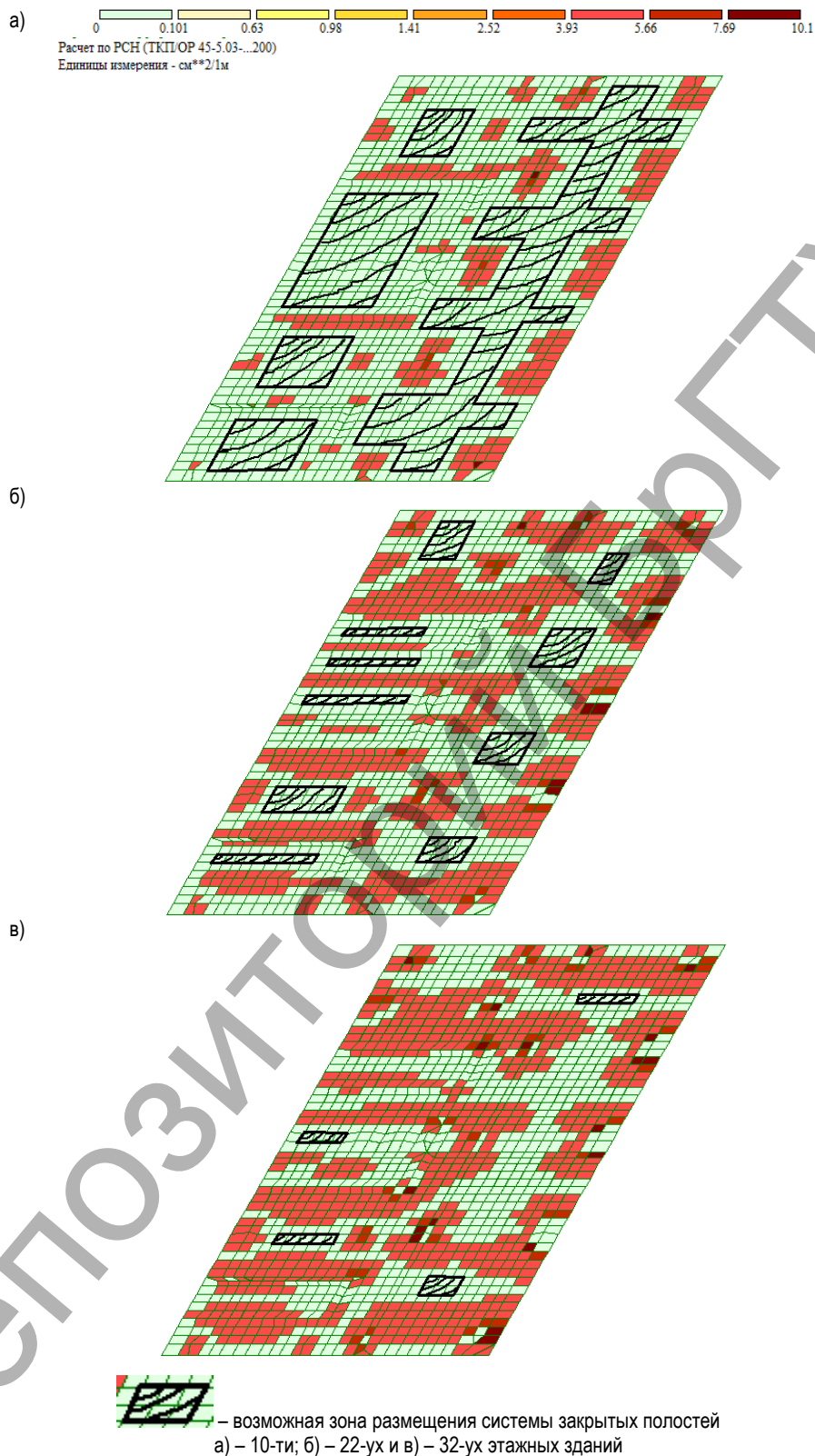


Рисунок 11 – Распределение площади поперечной арматуры вдоль оси x плитного фундамента на прочных грунтах и зон размещения систем закрытых полостей

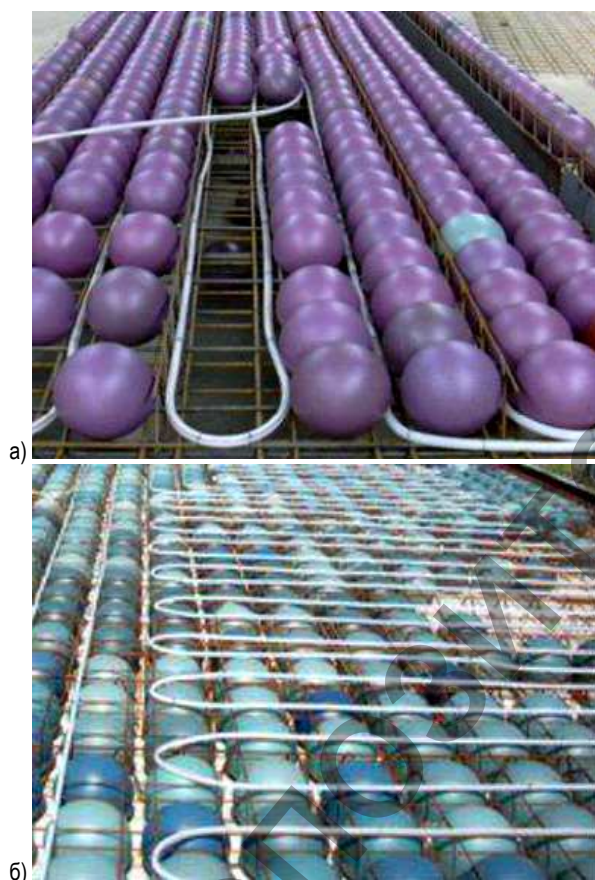
величин как давлений по подошве ($\frac{R_z^{\max}}{R_z^{\min}}$ – соответственно 1,53; 1,32 и 1,26), так и вертикальных перемещений ($\frac{S_z^{\max}}{S_z^{\min}}$ – соответственно 1,18; 1,13 и 1,11).

Конструирование плитных фундаментов и расчет распределения площади арматуры в верхней и нижней зонах плиты, а также поперечной арматуры вдоль осей x и y позволил определить возможные зоны размещения системы закрытых полостей, как для прочных, так и в случае слабых грунтовых оснований (рисунки 10 и 11).

Анализ зон возможного размещения систем закрытых полостей, с точки зрения обеспечения прочности и несущей способности плитного фундамента, позволяет отметить следующее:

- для 10-ти этажных зданий площадь системы закрытых полостей может составлять для слабых оснований до 32%, а прочных – до 43% от общей площади плиты;
- для 22-ух этажных зданий соответственно 10,2 и 11,9%, а 32-ух – 1,7 и 2,1%.

Некоторые проблемы могут иметь место при устройстве системы закрытых полостей, формируемых пустотообразователями из модулей пустотелых конструкций «Eco-Line» или «Slim-Line», изготовленных из вторичного полипропилена, при возможном их смятии. Для недопущения процесса смятия предлагается заполнить пустотелые конструкции водой, используя секционные либо единую коллекторно-распределительную систему (рисунок 12).



а) секционных; б) общей объединенной

Рисунок 12 – Общие виды распределительных систем для заполнения водой модулей пустотелых конструкций

Аналогичные расчеты плитно-свайных фундаментов для рассматриваемых грунтовых условий показали, что необходимо устраивать свайные поля, либо свайные кусты с размерами в плане, не позволяющими размещать в плите систем закрытых полостей. Расчеты были проведены для свай сечением $0,3 \times 0,3$ м длиной 9–12 м.

Очевидно, что решение вопроса использования систем закрытых полостей для снижения материалоемкости плитно-свайных фундаментов находится в плоскости перехода к забивным сваям большей длины (до 18 м) и более, либо использованию буронабивных свай, в грунте выштампованных конических свай, т. е. свай устраиваемых в грунте.

Заключение. Результаты расчетов для экспериментальных проектируемых зданий позволяют отметить, что снижение материалоемкости плитных фундаментов под многоэтажных здания, используя систему закрытых полостей, деформируемых пустотообразователями – в виде модулей из пустотелых конструкций «Eco-Line» или «Slim-Line», изготовленных из вторичного полипропилена, эффективно для зданий с этажностью не более 10-15 этажей. Большую роль при этом играют особенности грунтовых оснований. Так, если для слабых грунтовых оснований общая площадь системы закрытых полостей не превышает 32% от общей площади плитного фундамента, то для прочных грунтовых оснований она может достигать и 43%. При этажности зданий от 15 до 22 этажей возможная площадь системы закрытых полостей не превышает 11,9% общей площади плиты, при этом прочность грунтового основания особого значения не имеет.

Для зданий с плитно-свайным фундаментом любой этажности предлагаемое техническое решение эффективно только при упрочнении грунтового основания свайными кустами и подкрепляющими сваями высокой несущей способности и ограниченностью площади взаимодействия с плитой.

Анализ особенностей формирования напряженно-деформированного состояния (НДС) плитного фундамента и грунтового основания позволяет отметить, что еще более эффективным будет применение предлагаемого технического решения по снижению материалоемкости и стоимости фундаментов многоэтажных зданий для крупнопанельных зданий из-за специфических особенностей формирования НДС фундаментной плиты и грунтового основания.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шумятьев, О.А. Фундаменты высотных зданий / О.А. Шумятьев // Вестник ПНИПУ, «Строительство и архитектура». № 4. – М., 2014. – С. 203-245.
2. Ильичёв, В.А. Принципы проектирования оснований и фундаментов высотных зданий, учитывающие их геотехнические особенности / В.А. Ильичёв, В.П. Петрухин, В.И. Шейнин // Современное высотное строительство / ГУН «ИГЦ Москомархитектуры». – М., 2007. – С. 255–261.
3. Тер-Мартirosян, З.Г. Проблемы механики грунтов, оснований и фундаментов при строительстве многофункциональных высотных зданий и комплексов / З.Г. Тер-Мартirosян, В.И. Теличенко, М.В. Королёв // Вестник МГСУ. – 2006. – № 1. – С. 18–27.
4. Оржеховский, Ю.Р. Плитно-свайные фундаменты как способ решения сложных геотехнических проблем / Ю.Р. Оржеховский, В.В. Лушников, Р.Я. Оржеховская, А.С. Ярдяков // Академ. вестник УралНИИпроект, РААСН, 2015. – С. 82–86.
5. Оржеховский, Ю.Р. Оптимизация решений плитных фундаментов на неоднородном основании / Ю.Р. Оржеховский // Геотехнические проблемы строительства, архитектуры и геоэкологии на рубеже XXI века. Темиртау, т. 2, 2006. – С. 106–114.
6. Бартоломей, Л.А. повышение эффективности способов проектирования массивных плитных и свайных фундаментов / Л.А. Бартоломей, И.В. Глушков, А.Г. Кузнецов // Развитие городов и геотехническое строительство. – Москва, 2006. – С. 48–53.
7. Коцюра, И.П. Экспериментальные исследования балочного фрагмента монолитной многупустотной плиты перекрытия / И.П. Коцюра, Е.А. Деркач, Н.Н. Шалобьта // Вестник ГТУ. – Т. 6. – № 2. – 2016. – С. 74–82.
8. Чураков, А.Г. Двухосная пустотная плита с инновационными видами пустот / А.Г. Чураков // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014. – № 6(21), С-Петербург. – С. 71–82.
9. Особенности расчетов оснований и фундаментов зданий и сооружений ММДЦ «Москва-СИТИ» / С.Г. Безволев, О.А. Шулятьев, И.А. Боков, С.О. Шулятьев // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2008. – № 12. – С. 223–249.
10. Мирсаяпов, И.Т. Моделирование напряженно-деформированного состояния плитно-свайного фундамента при совместном деформировании с окружающим грунтовым массивом / И.Т. Мирсаяпов, Д.А. Артемьев // Вестник гражданских университетов. – Санкт-Петербург, 2009. – № 2. – С. 121–124.

Материал поступил в редакцию 27.02.2017

SLIVKA D.N., POYTA P.S., KLEBANYUK D.N., SHVEDOVSKY P.V. Features of construction and calculation of the slabby and slabby and pile bases with system of the closed cavities under multystoried buildings in the composite engineering-geological conditions

Article is devoted to problems of decrease in a material capacity and cost of the bases under multystoried and high-rise buildings in the composite engineering-geological conditions. It is offered to use systems of the closed cavities formed by blockouts of modules of hollow designs "Eco-Line" or "Slim-Line" produced from secondary polypropylene.

Calculations for the experimental objects – 10-, 22-and 32-floor buildings of frame type which showed that for 12-15 floor buildings application of the proposed technical solution as the area of system of the closed cavities can reach for the mild ground bases – 32% and strong – 43% of the total area of the slabby base is rather efficient are executed.

Recommendations about optimization of structures of the slabby and slabby and pile bases in the composite engineering-geological conditions are made.

УДК 624.042.5:624.014.2

Пушкарь Н.В., Пашинский В.В.

ВЛИЯНИЕ ПЕРЕПАДОВ ТЕМПЕРАТУРЫ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЬНЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ

Введение. Несмотря на то, что изменения температуры атмосферного воздуха могут вызывать значительные внутренние усилия и перемещения в несущих элементах строительных конструкций, Строительные нормы и правила СССР [1] разрешали не учитывать температурные воздействия при условии использования температурных блоков определенных размеров. Затем эта условность была заимствована нормативными документами большинства стран СНГ [2, 3, 4, 5, 6], и применяется при проектировании конструкций по сегодняшней день.

Изначально такое упрощение обуславливалось высокой сложностью ручного расчета несущих конструкций на температурные воздействия, особенно в пространственной постановке задачи. Существовавшие на тот момент ЭВМ были не слишком распространены, а стоимость их машинного времени – крайне высока, особенно, если учитывать несовершенство и ограничения программных комплексов прошлых лет для расчета зданий. Таким образом, использование температурных блоков вместо расчета на температурные воздействия обуславливалось невозможностью выполнять такие расчеты в массовом порядке.

Современные программные комплексы (САПР) позволяют моделировать и рассчитывать несущие строительные конструкции даже в пространственной постановке. При этом усилия, которые необходимо затратить для учета влияния климатической температуры, сопоставимы по трудозатратам с учетом других нагрузок и воздействий.

Частично степень влияния климатической температуры на НДС строительных конструкций одноэтажных каркасных зданий представлена в работах [7, 8], а в работе [9] продемонстрировано, что в некоторых случаях нагрузка от климатической температуры может превышать и снеговую, и ветровую.

Целью данной работы является проверка предположения о целесообразности учета температурных воздействий при проектировании стальных и железобетонных каркасов одноэтажных зданий.

Описание объектов исследования. Влияние перепадов климатической температуры на НДС строительных конструкций исследовалось на примере одноэтажных каркасных зданий. Такой выбор объектов исследования обусловлен не только их конструктивной простотой, но и массовостью строительства – от производственных зданий до складов и торговых центров.

Для железобетонных каркасов были смоделированы колонны с размерами поперечного сечения 60×40 см, высотой 9,6 м, расположенные с шагом 12 м. В качестве ригелей использовались двускатные железобетонные балки двутаврового сечения пролетом 18 м. Покрытие здания выполнено из типовых ребристых железобетонных плит.

Для стальных каркасов в зависимости от нагрузки (без учета температурных воздействий) подобраны колонны двутаврового се-

чения высотой 8 м, расположенные с шагом 12 м. Ригеля рамы приняты из прокатных двутавров и смонтированы с уклоном 1:4 (14°) с целью организации водоотведения. Высота конькового узла составила 11 м, а пролет рамы – 24 м. Покрытие выполнено из стального профнастила.

Следует уточнить, что рассмотрена традиционная схема соединения элементов железобетонных и стальных каркасов. Различные конструктивные решения со специальными, например, эластичными соединениями элементов, могут уменьшить влияние температурных воздействий, но в массовом строительстве они применяются довольно редко. Также в работе поставлена задача исследовать наиболее опасный случай воздействия перепадов климатической температуры на жесткую схему соединения элементов каркаса.

Методика и результаты численного эксперимента. Для уменьшения количества моделируемых элементов выбран двухфакторный план эксперимента Хартли [10]. В качестве исследуемых факторов приняты габариты здания в плане. Их значения принимались так, чтобы можно было исследовать как каркасы, которые находятся в пределах максимального размера температурных блоков, рекомендуемого нормативными документами, так и значительно превышающие его.

Влияние высоты каркаса исследовалось отдельно [9] и в данной работе не освещено.

Исследуемые каркасы в количестве 18 штук моделировались в среде программного комплекса Robot Structural Analysis Professional. Все нагрузки приняты характерными для территории Украины, а именно: снеговая нагрузка – 1,7 кПа, активное и пассивное давление ветра – 0,62 кПа и 0,38 кПа, перепады температуры при зимнем и летнем замыкании каркаса – +31°С и –39°С.

Рассматривались следующие комбинации нагрузок:

- 1) без влияния перепадов температуры;
- 2) с учетом перепада температуры при зимнем замыкании каркаса;
- 3) с учетом перепада температуры при летнем замыкании каркаса.

В результате расчетов получены следующие параметры НДС для железобетонных каркасов:

M_B – изгибающие моменты в колонне (в плоскости рамы);

M_L – изгибающие моменты в колонне (из плоскости рамы);

Δ_B – перемещения карнизного узла поперек здания (в плоскости рамы);

Δ_L – перемещения карнизного узла вдоль здания (из плоскости рамы).

Для стальных каркасов:

M_K – изгибающие моменты в колонне (в плоскости рамы);

Пушкарь Наталья Владимировна, к.т.н., профессор кафедры Железобетонных и каменных конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры.

Пашинский Виктор Викторович, к.т.н., ассистент кафедры Железобетонных и каменных конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры.

Украина, 65029, г. Одесса, ул. Дидрихсона, 4.