УДК 624.015.5

Результаты расчетов конструкций здания бизнес-центра

Ткачук И.А., Семиног Н.Н., Отрош Ю.А., к.т.н.

Академия пожарной безопасности им. Героев Чернобыля, Украина

Анотація. Запропоновано методику розрахунку елементів будівель при спільній дії силових, деформаційних і високотемпературних дій. Наведено результати розрахунків вогнестійкості залізобетонних колон.

Аннотация. Предложена методика расчета элементов зданий при совместном действии силовых, деформационных и высокотемпературных воздействий. Приведены результаты расчетов огнестойкости железобетонных колонн.

Abstract. Methodology of calculation of building elements is offered at united action of power, deformation and high temperature influences. Results of fire-resistance calculations of reinforce-concrete columns are cited.

Ключевые слова: здание, железобетонные колонны, расчет, огнестойкость.

Введение. Постановка проблемы. Определение напряженно-деформированного состояния (НДС) железобетонных элементов зданий и сооружений, возведенных на территориях со сложными грунтовыми условиями, издавна привлекала внимание исследователей. Рекомендованные нормативными документами методики расчета [1–5] не всегда дают возможность правильно оценить НДС и реальный запас несущей способности конструкции или сооружения (в дальнейшем – системы), поскольку в их основу положены предпосылки об упругой работе материала. Кроме этого, как правило, игнорируются вопросы обеспечения требуемой огнестойкости конструкций зданий и сооружений с большим скоплением людей.

В соответствии с ДБН В.2.3-14:2006 [1], ДБН В. 2.6-160:2010 [2] и ДБН В.2.6-98:2009 [3] усилия в статически неопределимых конструкциях от нагрузок и вынужденных перемещений опор необходимо определять, как правило, с учетом неупругих деформаций стали, бетона и арматуры. Для конструкций, методика расчета которых с учетом неупругих свойств материала не разработана, а также для промежуточных стадий расчета, усилия в статически неопределимых конструкциях разрешается определять в предположении их линейной работы. Нелинейная работа железобетона может быть учтена с помощью имеющихся зависимостей «напряжения-деформации» бетона [2, 3].

Цель работы – разработка методики расчета систем, состоящих из железобетонных элементов с учетом изменения свойств материалов при силовых, деформационных и высокотемпературных воздействиях.

Основная часть. Разработку конструктивного раздела проекта здания бизнес-центра по адресу пр. Богдана Хмельницкого, 102 в городе Донецке выполнено для местных условий. Здание предназначено для размещения помещений административного, инженерно-технического, торгового назначения, а также для проведения зрелищных мероприятий и хранения легковых автомобилей. Главный фасад здания приведен на рис. 1.

Территория, на которой расположено здание, подрабатывается и принадлежит к группе подрабатываемых территорий IV. В горно-геологическом обосновании на строительную площадку отсутствуют горные меры защиты, предусматривающие порядок и способы ведения горных работ с целью снижения деформаций земной поверхности.

Рис. 1. Главный фасад здания бизнес-центра

Здание состоит из четырех объемов. Первый, второй и третий объемы представляют собой многоэтажные сооружения, которые имеют, соответственно, 14, 17 и 14 этажей, а также подвальный и цокольный этажи (паркинги). Они располагаются рядом и главным фасадом выходят на проспект Богдана Хмельницкого (рис. 1). С тыльной части к этим объемам примыкает четвертый объем, имеющий три основных, а также подвальный, цокольный и технический этажи. Между собой эти объемы разделены деформационными швами, которые образованы путем установки парных колонн и стен. Парные стены в пределах деформационных блоков выполняют функции противопожарных стен и диафрагм жесткости.

Фундаменты высотной части (первый, второй и третий объемы) выполнены в виде монолитной железобетонной плиты толщиной 1200 мм, фундаменты четвертого объема – монолитная железобетонная плита толщиной 400…600 мм.

Несущими элементами высотной части (первого, второго и третьего объемов) являются монолитные пространственные железобетонные каркасы. Каркасы состоят из колонн сечением 600×600 мм и 600×400 мм, которые в уровне перекрытий в продольном направлении жестко соединяются с монолитными железобетонными балками сечением 400×300 (b×h) мм (без учета толщины плиты) и создают плоские каркасы. В поперечном направлении плоские железобетонные каркасы объединены монолитной железобетонной плитой толщиной 200 мм и по контуру внешних стен – монолитными железобетонными балками. Дополнительную жесткость каркасу придают парные стены по границам деформационных блоков, а также стены лестнично-лифтовых клеток.

Несущими элементами четвертого объема являются монолитные пространственные железобетонные каркасы, которые состоят из колонн сечением 300×300 мм. Колонны в уровне перекрытий в продольном направлении жестко соединяются с монолитными железобетонными балками сечением 400×300 мм (без учета толщины плиты) и создают плоские каркасы. В поперечном направлении каркасы объединены в пространственную систему монолитной железобетонной плитой толщиной 200 мм и по контуру внешних стен – монолитными железобетонными балками.

Расчеты здания выполнены на основе математической модели, которая была разработана для совместного расчета системы «здание-основание». Расчетная модель состояла из двух подструктур:

— подструктура № 1 – расчетная конечно-элементная модель (КЭМ) конструктивной системы здания;
— подструктура № 2 – расчетная модель основания.

Расчет здания (подструктура № 1) выполнен с использованием программного комплекса (ПК) «Lira-Windows», и программы «Бейзис» для расчетов грунтовых оснований по предельным состояниям первой и второй групп (подструктура № 2). Программа «Бейзис» обеспечивала интерфейс обмена данными между программным комплексом «Lira-Windows», блоком определения осадок и коэффициентов постели, а также учитывала несущую способность фундаментов при определении коэффициентов постели. Программа «Бейзис» позволила определять напряжения в массиве грунта от круговой площади нагружения путем численной интеграции для всего массива элементарных слоев с учетом взаимного влияния. Это позволило увеличить точность определения осадок плит по сравнению с прямоугольной площадью нагружения.

Расчет выполнен итерационным способом, при котором на первом шаге работы ПК «Lira-Windows» были определены нагрузки в виде реакций на отметке подошвы фундаментов с учетом жесткости конструкций рассчи-

тываемого объекта и постоянных значениях коэффициентов жесткости основания. Полученные значения реакций основания переданы как величины нагрузок на расчетную модель основания с дальнейшим его расчетом по деформациям (осадкам), по которым были определены новые (перераспределенные) коэффициенты жесткости основания (постели).

Для подсчета осадок основания в каждой точке на контакте с фундаментом применен метод суммирования деформаций элементарных слоев по данной вертикали без учета бокового расширения. При этом напряжения от собственного веса грунта подсчитаны общепринятым методом, а распределенные напряжения вычислены на основе замкнутых решений для модели линейно-деформируемого полупространства. Напряжения подсчитаны с учетом взаимного влияния участков данного фундамента по методикам [4, 5]. Вычисленные значения коэффициентов жесткости основания с учетом работы грунта в линейной стадии подставлялись в данные для расчета модели на ПК «Lira-Windows» на втором шаге. По результатам выполнения этого расчета производился анализ НДС расчетной схемы и проверялось условие сходимости.

В ПК «Lira-Windows» основание было представлено системой одноузловых КЭ, которые моделируют пространственную работу основания. Эти КЭ являются податливыми связями, часть из которых направлена вдоль осей OX и OY, другая часть направлена вдоль оси OZ. Решение контактной задачи имеет в виду подбор величин коэффициентов постели в результате выполнения итерационных расчетов, которые представлены одноузловыми КЭ. Расчет осадок выполнен в соответствии с требованиями нормативных документов [4, 5].

Максимальная нагрузка на колонну паркинга при нормативных значениях нагрузок составила 705,32 т. Учитывая размеры колонны (сечение 600x600 мм, высота 3,3 м), а также незначительную величину изгибаемого момента, в дальнейших расчетах было принято, что колонна работает на центральное сжатие.

Расчетные параметры бетона и арматуры при расчетах по предельным состояниям II группы: бетон класса С 20/25 (В25) – $f_{cd} = 18{,}5$ МПа, $f_{cdt} = 1{,}6$ МПа; арматура класса А400С – $R_s = 400$ МПа.

Для определения огнестойкости [6] конструкции сечение колонны паркинга было разбито на квадраты со стороной 5 см. В центре каждого квадрата определена температура и расчетное сопротивление бетона в зависимости от температуры. Зависимость расчетного сопротивления бетона от температуры принята по методике [7]. Была определена температура и в арматуре. После определения расчетных сопротивлений в зависимости от температуры была вычислена несущая способность при

нагревании на протяжении определенного промежутка времени τ. Сечение колонны и условия теплообмена приведены на рис. 2. Результаты расчетов приведены на рис. 3.

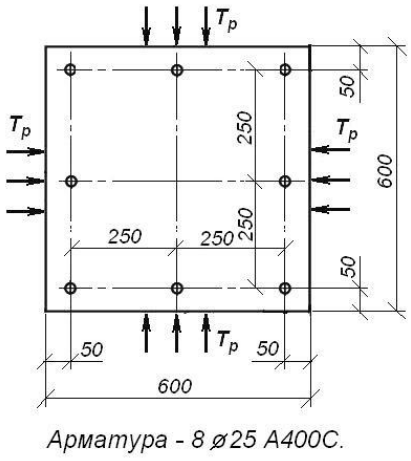

Рис. 2. Сечение колонны паркинга и условия теплообмена

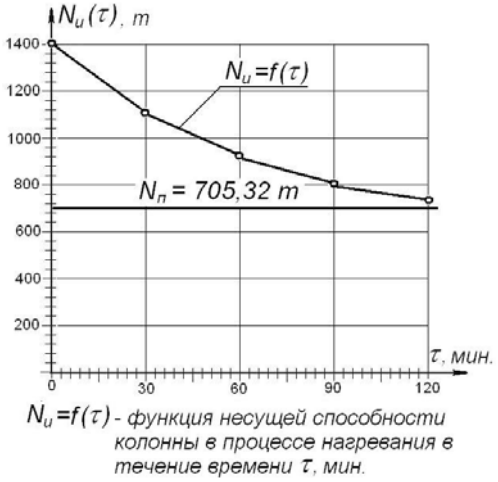

Рис. 3. Результаты определения огнестойкости колонны

Как видно из рис. 3, несущая способность колонны после 120 минут ее нагревания по четырем сторонам составляет 740,65 т, что превышает максимальную величину определенного по результатам расчета усилия (705,32 т). Сделан вывод, что огнестойкость колонны составляет 120 мин., т.е. отвечает R120 [6].

Выводы

Разработана методика расчета железобетонных колонн на основе статического расчета при силовых, деформационных и высокотемпературных воздействиях. Методика базируется на основных положениях действующих нормативных документов Украины и позволяет учесть изменение прочностных и деформативных характеристик материалов и грунтов в процессе нагружения.

Методика расчета позволяет прогнозировать уменьшение прочности бетона и арматуры при нагревании и определить несущую способность колонн с учетом уменьшения характеристик прочности и деформативности стали, бетона и арматуры при пожаре в различные моменты времени.

Литература

[1] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми).

[2] Сталезалізобетонні конструкції. Норми проектування : ДБН В. 2.6-160:2010. – Офіц. вид. – К.: Мінрегіонбуд Україны, 2011. – 55 с. (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).

[3] Залізобетонні конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-98:2009. – Офіц. вид. – К.: Мінрегіонбуд Україны, 2011. – 71 с. (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).

[4] Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Часть 2. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях : ДБН В.1.1-5-2000. – Офиц. изд. – К.: Госстрой Украины, 2000. – 65 с. – (Конструкции зданий и сооружений. Государственные строительные норма Украины).

[5] Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10-2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 82 с. (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Державні будівельні норми України).

[6] Пожежна безпека об'єктів будівництва : ДБН В. 1.1.7-2002. – Офіц. вид. – К. : Держбуд України, 2003. – 41 с. (Захист від пожежі. Державні будівельні норми України).

[7] Голоднов А. И. Влияние высокотемпературных воздействий на прочность и деформативность стальной арматуры / [А. И. Голоднов, Ю. А. Отрош, Н. Н. Семиног, И. А. Ткачук] / Современные строительные конструкции из металла и древесины : Сб. науч. тр. / Одесская государственная академия строительства и архитектуры. – Одесса : ОГАСиА, 2012. – №16. – Часть 1. – С. 47–52.

Надійшла до редколегії 16.09.2014 р.