

формообразования / Д. О. Банников – Днепропетровск, 2009. – С. 120. 4. ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012 «Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 4. Бункери і резервуари [Текст]. – введ. 2014-01-07. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 150 с. 5. Bródka, J. Blachy faldowe w budownictwie stalowym / J. Bródka, R. Garncarek, K. Mińczewski – Arcady, Warszawa, 1984. – S. 7-13. 6. Карпиловский, В. С. Вычислительный комплекс / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. А. Маляренко, М. А. Микитаренко, А. В. Перельмутер, М. А. Перельмутер – М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2007. – С. 590. 7. Большаков, В. И. Основы метода конечных элементов / В. И. Большаков, Е. А. Яценко, Г. Соссу, М. Лемэр, Ж. М. Рейнер, Ж. Кестенс, Г. Варзее, И. Кормо. – Днепропетровск: ПГАСА, 2000. – С. 255. 8. Зенкевич, О. Конечные элементы и аппроксимации / О. Зенкевич, К. Морган; пер. с англ. / Под ред. Н. С. Бахвалова. – М.: Мир, 1986. – С. 318. 9. ДБН В.2.2-8-98 Підприємства, будівлі і споруди по зберіганню та переробці зерна. – замість СНиП 2.10.05-85. – К.: Держбуд України, 1998. – С. 6.

**УДК 624.04:69.059:624.131.5**

**МОДЕЛИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ, ПРИ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ**

**МОДЕЛЮВАННЯ БУДІВЕЛЬ, ЩО ЕКСПЛУАТУЮТЬСЯ У СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ, ПРИ СТАТИЧНИХ І ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ**

**MODELING OF BUILDINGS MAINTAINED IN DIFFICULT ENGINEERING-GEOLOGICAL CONDITIONS, WITH STATIC AND DYNAMIC LOADS**

**Кичаева О.В., к.т.н., доц.** (Харьковский национальный университет строительства и архитектуры, г. Харьков)

**Кічаєва О.В., к.т.н., доц.** (Харківській національній університет будівництва та архітектури, м. Харків)

**Kichaeva O.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor,** (Kharkov National University of Construction and Architecture, Kharkov)

**В статье приведены результаты расчета здания пожарного депо, эксплуатирующего в сложных инженерно-геологических условиях, при статических и динамических воздействиях.**

У статті наведено результати розрахунку будівлі пожежного депо, що експлуатується у складних інженерно-геологічних умовах, при статичних і динамічних впливах.

**In article results of calculations for the building of the fire depot, operating in difficult engineering-geological conditions, with static and dynamic loads.**

**Ключові слова:**

Моделирование, расчет, воздействия, результаты.  
Моделювання, розрахунок, впливи, результати.  
Modeling, calculation, impact, results.

**Вступление.** Подавляющее большинство зданий и сооружений на территории Украины эксплуатируются в сложных инженерно-геологических условиях, что приводит к изменению первоначального напряженно-деформированного состояния строительных конструкций. С введением новых норм ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво у сейсмічних районах України» [1] увеличивается значение сейсмической балльности для жилого и промышленного фонда, т.е. здания и сооружения, возведенные 20 – 30 лет назад, уже не соответствуют действительному уровню сейсмической нагрузки.

При установлении категории технического состояния здания, необходимо определить реальное распределение внутренних усилий в основных несущих элементах при статических и, если необходимо, при динамических воздействиях (сейсмического происхождения). Получить картину такого распределения возможно только в случае создания корректной расчетной модели, включающей в себя не только надземную часть здания и фундаменты, но и учитывающей грунтовые условия площадки застройки и адекватное задание сейсмической нагрузки.

**Анализ последних исследований.** Вопросы динамики строительных конструкций, грунтовых оснований, моделирование их совместной работы освещалось в работах А. С. Городецкого, Б. Г. Демчины, М. Ф. Друкованого, А. А. Дыховичного, В. К. Егупова, К. В. Егупова, В. С. Кукунаева, А. И. Лантух-Лященко, Н. Г. Марьянкова, Ю.И. Немчинова, В. Г. Пискунова, А. А. Рассказова, В. М. Сеймова, В. Л. Седина, Г. И. Черного, В. Г. Шаповала, А. В. Шимановского, В. С. Шокарева и др.

Вопросами моделирования работы строительных конструкций и формирования корректных расчетных моделей занимались такие исследователи, как В. П. Агапов, В.А. Банах, Л. Г. Батрак, А. С. Городецкий, Е. В. Горохов, А. А. Дыховичный, И. Д. Евзеров, С. Ф. Клованич, В. Комков, Е. З. Криксунов, В. В. Кулябко, А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер, Е. Б. Стрелец-Стрелецкий, R. L. Taylor, O. C. Zienkiewicz и др.

**Постановка цели и задач исследований.** Целью данной работы является установление НДС здания пожарного депо, эксплуатирующего в сложных

инженерно-геологических условиях на статические и динамические (сейсмические) воздействия

**Методика исследований.** Исследования проводились численными методами, результаты расчетов сопоставлялись с реальной картиной деформирования (в случае статического нагружения), при этом оценивалась адекватность принятой расчетной модели. В качестве прогнозной ситуации изучалось НДС эксплуатируемого здания, уже получившего повреждения в течение срока эксплуатации, в случае возможного сейсмического воздействия

**Изложение основного материала.** Здание пожарного депо состоит из двух примыкающих друг к другу объемов: основной прямоугольной части с размерами в осях 66,1 x 17,6 м и пристройки, расположенной со стороны дворового фасада здания. Основное помещение является 3-этажным в осях 1 – 9 и 13 – 17, а в осях 9 – 13 объем 1-го и 2-го этажей занимает гараж для пожарных автомобилей, 3-й этаж – административные помещения. Высота трехэтажного здания – 11,0 м, высота башни для сушки пожарных рукавов – 17,84 м, высота этажей – 3,3 м. Подвал глубиной 3,0 м расположен в осях 1-7 и 13 – 17. В здании имеются две лестничные клетки в торцах здания, а также лестничная клетка в башне для сушки рукавов.

В здании пожарного депо имеет место соединение двух конструктивных схем: бескаркасной (с несущими стенами) и каркасной с неполным каркасом в осях 9 – 13. Устойчивость наружных стен в зданиях с неполным каркасом обеспечивают в основном элементы каркаса и перекрытия.

Шаг колонн в продольном направлении: 9 м, 11,28 м, 6 м, в поперечном направлении – 6 м. Несущими стенами в бескаркасной части здания являются, в основном, стены продольные.

Площадка участка застройки сложена песком мелким маловлажным с модулем деформации  $E = 30$  МПа, ниже которого залегает супесь твердая со следующими характеристиками: удельный вес грунта  $\gamma_{II} = 20$  кН/м<sup>3</sup>, угол внутреннего трения  $\varphi_{II} = 21^\circ$ , удельное сцепление  $c_{II} = 30$  кПа, модуль деформации  $E = 25$  МПа. Этот грунт, в основном, и служит основанием фундаментов. Ниже расположены меловые породы – меловой щебень, мел трещиноватый (песчий мел), мел массивный, мощность которых составляет 15 – 19 м. Мел подстилается базальтовыми породами.

Фундаменты здания и пристройки под стены – сборные железобетонные ленточные, глубина заложения фундаментов различна: -4,000, -3,600, -3,400, 3,000, -2,800, -2,400 м; под колонны кирпичные – сборные железобетонные подушки, низ на отм. -3,700, -2,500, -1,900 м; под колонны сборные железобетонные – монолитные железобетонные плиты, низ на отм. -2,200; сборные железобетонные подушки, глубина заложения – 2,400 м, поверх подушек установлены сборные башмаки под колонны; под колонны пристройки - отдельные сборные фундаменты стаканного типа глубиной

заложения -1,400, а также фундаменты, установленные на монолитные железобетонные подушки, глубина заложения -2,400.

Стены и перегородки подвала и цоколя здания пожарной части – из керамического кирпича. Стены этажей здания и кирпичные колонны выполнены из силикатного кирпича М125 и М150 соответственного. Толщина наружных стен – 510 мм, внутренних несущих и стен лестничной клетки – 380 мм, перегородок – 120 мм. Использован кирпич рядовой, с размерами 250x88x125 мм.

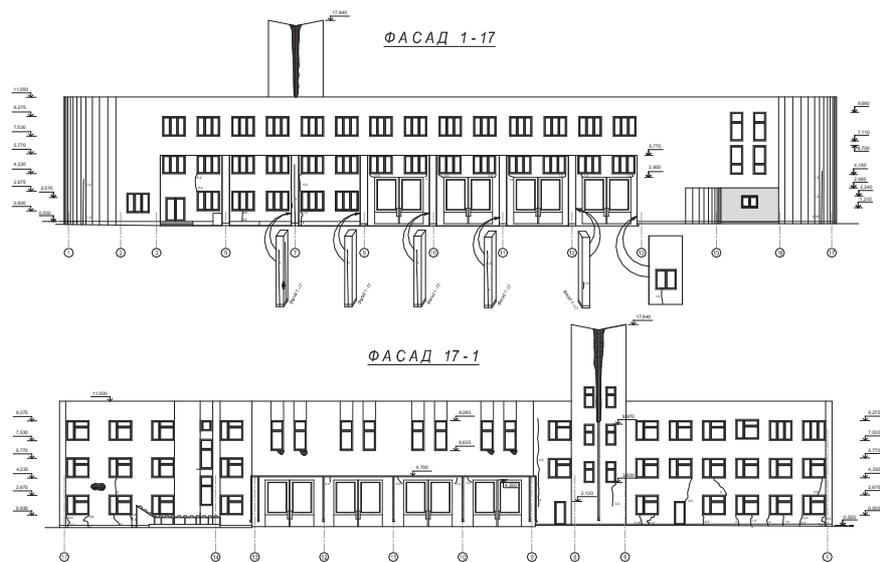
Конструкции перекрытия подвалов и этажей здания пожарной части и покрытия – сборные железобетонные многпустотные панели.

Прогонь здания пожарной части – сборные железобетонные по серии 1.225-1 и индивидуальные ИНП-7.5-80-7.5. Ригели здания пожарной части – сборные железобетонные по серии ИИ-04-3 типа Р2-90-56, Р2-72-56.

Колонны здания пожарной части: сборные железобетонные сечением 400 х 400 мм; кирпичные - сечением 640 х 640 мм.

Дефекты и повреждения строительных конструкций здания пожарного депо сгруппированы следующим образом (рис. 1):

- частичное разрушение облицовки цоколя; неполное примыкание отмостки к стене; замокание стен подвала и наружных стен;



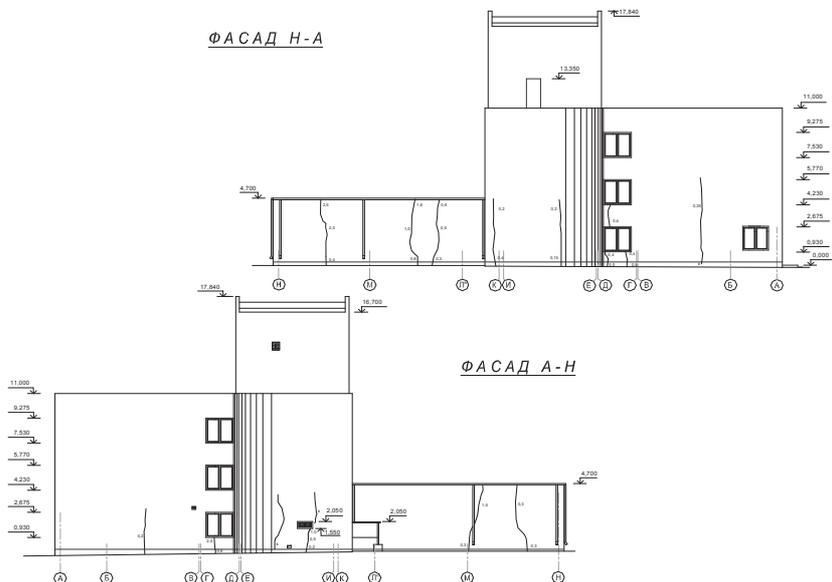


Рис. 1. Дефекты и повреждения здания пождепо

- в кирпичных стенах и перегородках многочисленные трещины шириной раскрытия от волосных до 13 мм, в т.ч. сквозные; местные разрушения кладки; волосные трещины по одной или двум граням кирпичных колонн;
- местное увлажнение плит перекрытия в местах прохождения стояков водонесущих коммуникаций, повреждение арматуры и бетона плит в местах устройства отверстий;
- коррозия арматуры плит и разрушение защитного слоя арматуры плит междуэтажных перекрытий и перекрытий воздухозаборной шахты.

При инструментальном обследовании конструкций здания неразрушающими методами установлено, что среднее значение прочности бетона конструкций и кирпичных колонн соответствует проектным значениям, а среднее значение прочности кирпича кирпичной стены немного ниже требуемого значения. По результатам измерений горизонтальных швов кладки можно заключить, что заполнение раствором швов кладки неравномерное.

Расчетная схема здания пожарного депо выбрана в виде пространственной трехэтажной коробки с двумя междуэтажными перекрытиями и покрытием, работающей на растяжение – сжатие и изгиб в двух плоскостях, сопровождающихся сдвигом и кручением. Коробка опирается на ленточные и отдельно стоящие фундаменты, заложенные на разной глубине, также в единой расчетной схеме учтены и подвалы. В качестве основания использована модель с двумя коэффициентами постели, которые

корректировались с изменением глубины заложения фундамента [2]. Вид расчетной схемы показан на рис. 2.

В расчетную схему включены конечные элементы следующих типов: для стен, перекрытий, покрытий, кирпичных колонн и ленточных фундаментов - оболочечные элементы с 6-ю степенями свободы в каждом узле; для железобетонных колонн, ригелей, перемычек – стержневые конечные элементы с 6-ю степенями свободы в каждом узле. Расчеты выполнялись с помощью лицензионного проектно-вычислительного комплекса SCAD, версия 11.5.

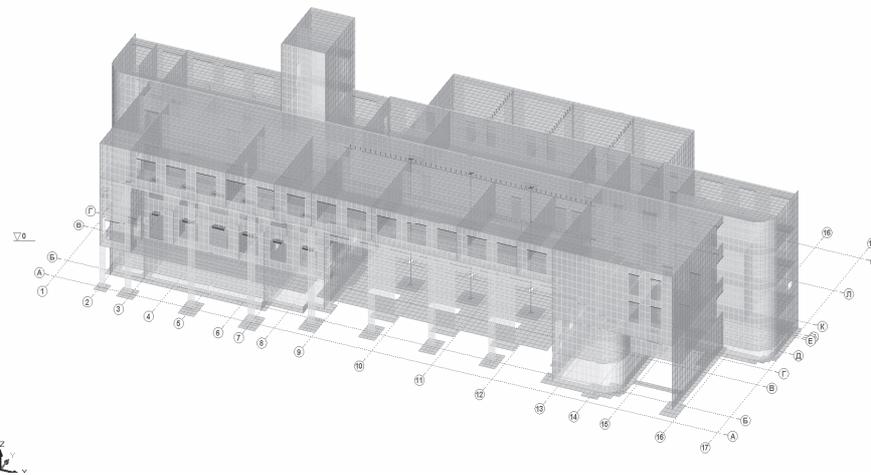


Рис. 2. Расчетная схема здания

Жесткостные характеристики элементов задавались в соответствии с проектной документацией и результатами обследования. Для элементов, моделирующих кирпичную кладку, был определен модуль деформации по значениям расчетных сопротивлений кирпича и раствора и упругой характеристикой по ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції» [3]. Для железобетонных колонн, ригелей, прогонов, плит перекрытий и покрытий, перемычек модули деформации заданы по ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції» [4]. Все нагрузки и воздействия заданы в соответствии с ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [5].

**Результаты исследований.** *Анализ результатов статического расчета.*

1. Осадки фундаментов здания пождепо неравномерны (рис. 3). Самые большие значения осадок фундаментов возникают в торцах здания, деформации не превышают предельно допустимых величин осадок. Наибольшая разница осадок в пределах здания составляет  $\approx 22$  мм. Разница осадок в пределах близко расположенных фундаментов составляет 15 мм,

неравномерность осадок  $15/9000 = 0,00167$ , что меньше, чем значение 0,002, регламентируемое нормами [6] для данного типа зданий.

2. Фундаменты стены по ряду К имеют наибольшие значения осадок, при этом в воронку оседания вовлекаются и фундаменты здания пристройки, расположенной со стороны дворового фасада (рис. 4) – этим объясняются вертикальные сквозные трещины с большим раскрытием сверху в стенах здания пристройки по осям 9 и 13.

3. Прогибы плит покрытия участка здания не превышают предельных величин, равных 1/200 [7].

4. Плиты перекрытия 2 этажа имеют значительный прогиб, который, однако, менее предельно допустимых величин. Стены 3-го этажа следуют за вертикальными деформациями плит перекрытия (рис. 5). Такие явления, очевидно, вызваны не совсем удачным конструктивным решением – встроенным железобетонным каркасом в здании с несущими кирпичными стенами.

5. Вертикальные нормальные напряжения в кирпичных стенах и колоннах по ряду А достигают максимальных значений  $\sigma_y = 119,6 \text{ т/м}^2 = 1,19 \text{ МПа}$ , что ниже, чем расчетное сопротивление кладки, равное для кирпича М150 на растворе М75  $f_d = 2,0 \text{ МПа} \cdot 0,9 = 1,8 \text{ МПа}$ , однако с учетом имеющихся повреждений коэффициент использования составляет 1,043. Нормальные напряжения в стенах ниже, чем  $f_d = 1,7 \text{ МПа} \cdot 0,9 = 1,53 \text{ МПа}$  [3].

6. Горизонтальные растягивающие напряжения в стене по ряду К достигают значений  $\sigma_x = 11,02 - 22,02 \text{ т/м}^2 = 0,11 - 0,22 \text{ МПа}$ , что выше, чем расчетное сопротивление кладки на растяжение  $f_{xkl} = 0,12 \text{ МПа} \cdot 0,7 = 0,084 \text{ МПа}$  (главные растягивающие напряжения по неперевязанному сечению при марке раствора 50 и выше) [3]. Это повлекло за собой появление трещин в подоконных участках стены по ряду К (рис. 6). В стене по ряду Б значения горизонтальных растягивающих напряжений составляют  $\sigma_x = 11,51 - 44,36 \text{ т/м}^2 = 0,1151 - 0,4436 \text{ МПа}$ , что выше, чем расчетное сопротивление кладки на растяжение  $f_{xkl} = 0,12 \text{ МПа} \cdot 0,7 = 0,084 \text{ МПа}$  [3].

7. Предельные значения касательных напряжений для кладки составляют  $f_{vd} = 0,16 \text{ МПа} \cdot 0,7 = 0,112 \text{ МПа}$  [3]. Значения величин касательных напряжений, превышающих  $f_{vd}$ , возникают в зонах концентрации в углах проемов.

8. В силу того, что осадка стены по оси К больше осадок фундаментов пристройки, то ригели пристройки, опирающиеся на кирпичную стену по ряду К, испытывают сложное напряженное состояние (рис. 7). Несущая способность ригелей была определена с помощью соответствующего расчета, коэффициент использования составляет 0,703.

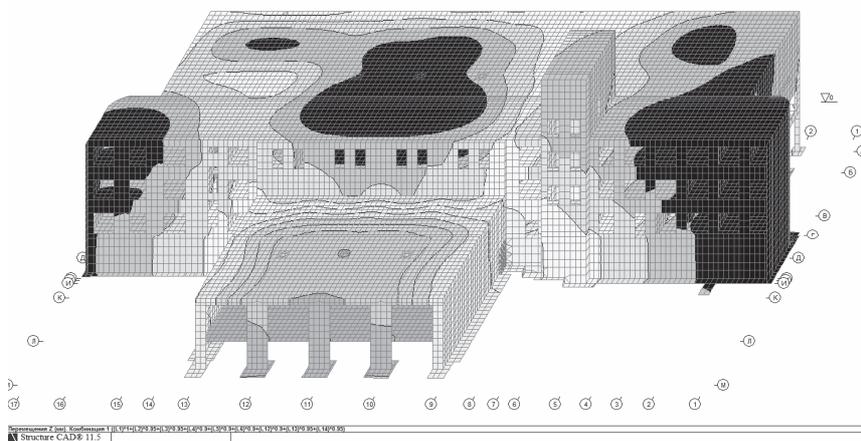


Рис. 3 Вертикальные перемещения здания пождепо (вид со стороны пристройки)

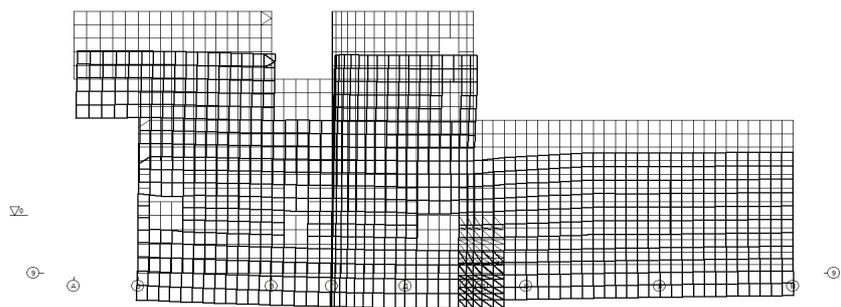


Рис. 4 Деформированная схема стены по оси 9

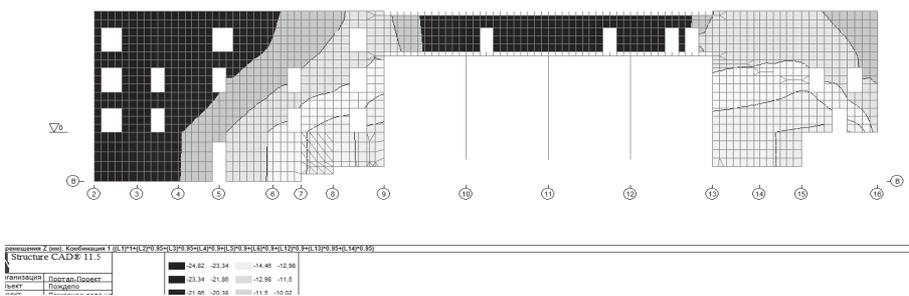


Рис. 5 Распределение вертикальных перемещений в кирпичных стенах по ряду В

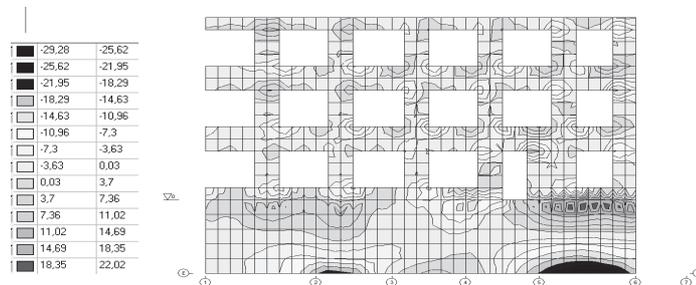


Рис. 6 Горизонтальные напряжения на участке стены по ряду К (оси 1 – 6)

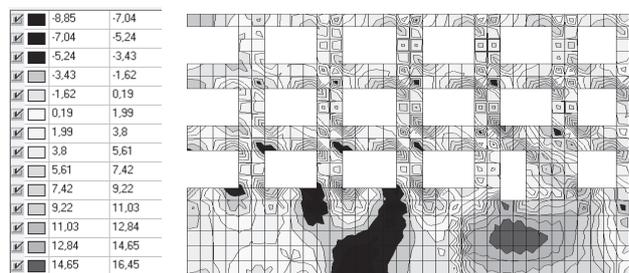


Рис. 7 Касательные напряжения в стене по ряду К на участке стены в осях 1 – 6

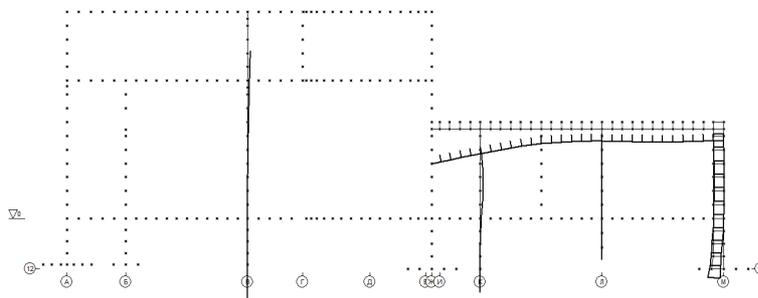
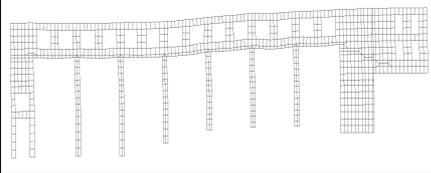
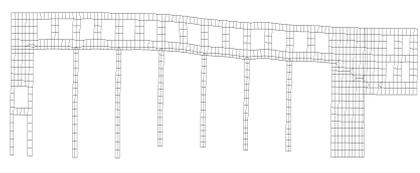
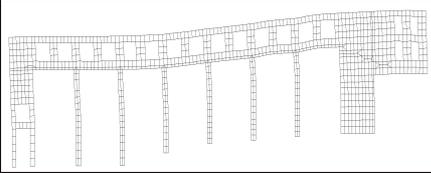
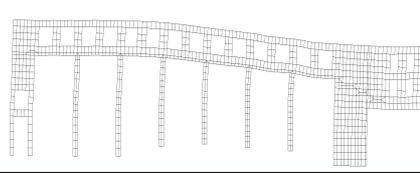
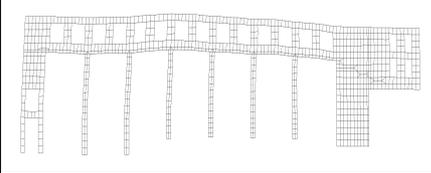
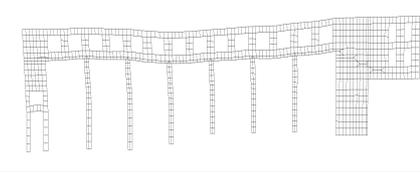
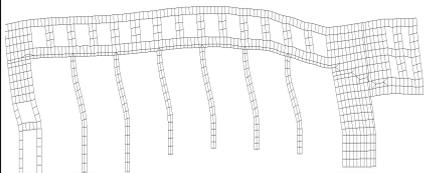
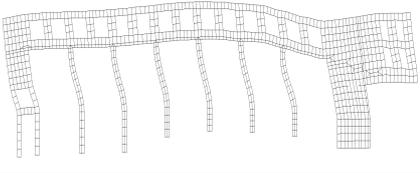


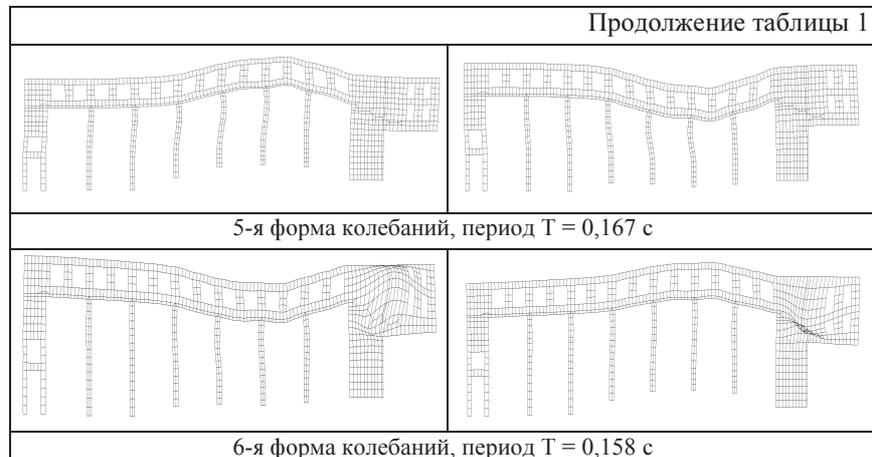
Рис. 8 Деформированная схема конструкций по оси 12

*Анализ результатов динамического расчета по прямому динамическому методу.* В расчетах на сейсмическое воздействие было использовано два пакета синтезированных акселерограмм – высокочастотные и низкочастотные. Общее число расчетных акселерограмм с учетом расчета двух различных вариантов акселерограммы составило для одного уровня воздействия 6 штук, т.е. 2 трехкомпонентные записи расчетного сейсмического воздействия уровня МРЗ при пиковом ускорении грунта, равном 0,10g.

Ниже приведены первые 6 форм колебаний стены здания по ряду А. В основном имеют место формы смешанные – с колебаниями стен и перекрытий одновременно, однако также преобладают формы с поперечными колебаниями перекрытий.

Таблица 1.

Первые 6 форм колебаний стены здания, полученные расчетом по ПДМ	
Формы колебаний, полученные в результате расчета по высокочастотным аксерограммам	Формы колебаний, полученные в результате расчета по низкочастотным аксерограммам
	
1-я форма колебаний, период $T = 0,236$ с	
	
2-я форма колебаний, период $T = 0,221$ с	
	
3-я форма колебаний, период $T = 0,19$ с	
	
4-я форма колебаний, период $T = 0,171$ с	



В рамках данной работы был проведен комплексный анализ эксплуатируемого здания по поводу на предмет его соответствия требованиям сейсмостойкости по следующим критериям: 1) объемно-планировочное и конструктивное решение; 2) уровень усилий, напряжений и деформаций, возникающих в здании при сейсмическом расчете. Было установлено, что:

1. Объемно-планировочное и конструктивное решения здания пожарного депо не соответствует нормам для сейсмостойкого строительства.
2. Уровень усилий и напряжений, возникающих в конструкциях здания, свидетельствует о том, что для кирпичных стен, колонн, плит перекрытия и покрытия при сейсмическом воздействии не выполняются условия по прочности.
3. Амплитуды колебаний, возникающие в плитах покрытия и перекрытия здания, превышают уровень безопасных значений.

**Выводы.** Проведенные численные исследования показали адекватность принятой расчетной модели здания пожарного депо, что иллюстрируется сопоставлением реальной картины деформирования с результатами численного моделирования. Результаты сейсмического расчета указывают на дефицит сейсмостойкости данного здания, в связи с чем необходим комплекс мероприятий по приведению здания в соответствие с нормами сейсмостойкого строительства.

1. ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво у сейсмічних районах України». – К.: 2007. – 84 с.
2. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа/ А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – К.: Изд. «Сталь», 2002. – 600 с.
3. ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції». – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 97 с.
4. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції». К. – Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с.
5. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». – К.: Мінбуд України, 2006. – 59 с.
6. ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд». К. – Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
7. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення». – К.: Мінбуд України. – 9 с.