

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ НА ПОДРАБОТАННОЙ ТЕРРИТОРИИ

Г.Г. Кашеварова, М.П. Сон

Показана методика определения предельно допустимых деформаций, которая была применена для оценки технического состояния панельных зданий, расположенных на подработанных территориях Пермского края.

Ключевые слова: оседание земной поверхности, панельные здания, проблемы компьютерного моделирования.

В Пермском крае ведется мониторинг технического состояния жилых домов, расположенных в потенциально опасной зоне на подработанной территории. Большую часть жилой застройки составляют дома панельного типа. Механическая безопасность и эксплуатационная пригодность здания на подработанной территории зависит от его расположения относительно мульды сдвижения [1, 2]. Неравномерное оседание земной поверхности приводит к возникновению дефектов и поврежденных в несущих и ограждающих конструкциях зданий. В зданиях с кирпичными стенами наиболее типичными дефектами являются трещины, характер которых соответствует форме деформаций земной поверхности [3]. В панельных зданиях та-

кую закономерность проследить сложно. Основная доля усилий, возникающих при неравномерном оседании здания, приходится на металлические закладные детали, соединяемые между собой сварными швами. В эксплуатируемом здании визуально оценить техническое состояние узлов практически невозможно. Косвенными признаками, свидетельствующими о неравномерной деформации панельного здания, являются раскрытие деформационных швов и стыков между панелями (рис. 1).

Имеются результаты предварительного детального обследования нескольких зданий серии 1-468А [2]. Здания компонуются из трех видов блок-секций длиной 30, 45 и 60 м. Конструктивная



Рис. 1. Раскрытие деформационных швов и стыков между панелями:
а – узел опирания лестничного марша; б – трещины в швах наружных панелей

схема здания бескаркасная с поперечными несущими стенами и наружными самонесущими панелями. Лестничные марши и площадки сборные железобетонные. Пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость зданий обеспечивается продольными вертикальными диафрагмами жесткости, жесткостью поперечных стен и дисков перекрытий. В режиме реального времени проводился мониторинг за деформациями зданий для определения характера и динамики развития деформаций, для выявления наиболее опасных мест и узлов и для проведения срочных противоаварийных мероприятий. Отмечается общая динамика деформаций наблюдаемых объектов, расположенных на одной площадке, периоды схожих во времени деформаций разных зданий. Выявлено, что здания, находящиеся приблизительно в одинаковых условиях деформируются совместно с общими деформациями земной поверхности участка подработанной территории, на котором они расположены.

Для оценки технического состояния, разработки мероприятий по обеспечению надежности эксплуатируемых панельных зданий, и принятия противоаварийных мер нужна система оценок по параметрам, влияющим на развитие процесса разрушения и резерв несущей способности конструкций.

При сдвигении земной поверхности основными показателями, позволяющими прогнозировать и оценивать состояние зданий и сооружений, являются: оседание земной поверхности η , радиус кривизны R и горизонтальные деформации земной поверхности ε в основаниях зданий. Различная ориентация зданий относительно мульд сдвижения грунта приводит к различным формам деформации зданий: прогиб, выгиб, перекос, кручение, а также к различным их сочетаниям [3].

Для выполнения расчетов деформирования зданий, расположенных в мульде сдвижения, реальная физическая модель исследуемого объекта заменяется некоторой аппроксимирующей (расчетной) моделью. При этом целесообразно иметь не одну модель, а систему аппроксимирующих моделей [4, 5].

Вначале для приближенной оценки здание рассматривалось как упругий стержень. Как показывают результаты обследования, разрушение

здания начинается в зонах растянутых стыков, определяется значение критического удлинения здания ε_{cr} от равномерного кинематического воздействия. Величина ε_{cr} должна быть не больше, чем суммарная длина стыков здания (вдоль его оси), умноженная на деформацию стали в момент разрыва. При изгибе и других видах деформирования предельно допустимый прогиб/выгиб здания δ можно определить, рассматривая случай, когда одно из волокон здания – стержня удлинится на величину ε_{cr} . При этом удлинение волокна можно вычислить как произведение взаимного угла поворота сечений θ на половину высоты здания (H) по формуле

$$\varepsilon_{cr} = \theta \frac{H}{2}. \tag{1}$$

Исследовались разные формы деформирования здания. Ниже приведены некоторые уравнения изгиба, рассмотренные при решении задачи:

- Под зданием образуется провал (рис. 2, а), и уравнение изгиба здания соответствует изгибу простой балки: $v(x) = -\frac{a^3}{24}x + \frac{a}{12}x^3 - \frac{1}{24}x^4$, где $v(x)$ – прогиб, a – параметр.

В этом случае $\frac{\delta}{\theta} = \frac{5l^4}{384} \div 2 \frac{l^3}{24} = \frac{60}{384}l$ или

$\delta = \frac{60}{384}l \cdot \theta$, подставляя полученное равенство в (1), получим

$$\delta = \frac{120}{384} \cdot \frac{l}{h} \cdot \varepsilon_{cr} = 0,3125 \cdot \frac{l}{h} \cdot \varepsilon_{cr}, \tag{2}$$

где l – длина здания.

- Центр здания находится на возвышенности (рис. 2, б), и уравнение изгиба здания соответствует изгибу консольной балки:

$v(x) = -\frac{a^4}{8} + \frac{a^3}{6}x - \frac{1}{24}x^4$, откуда получим:

$$\delta = 0,375 \cdot \frac{l}{h} \cdot \varepsilon_{cr}. \tag{3}$$

- Изгиб здания по параболе $v(x) = \frac{4\delta}{l^2}x(l-x)$, следовательно $\theta = \frac{8\delta}{l}$ и

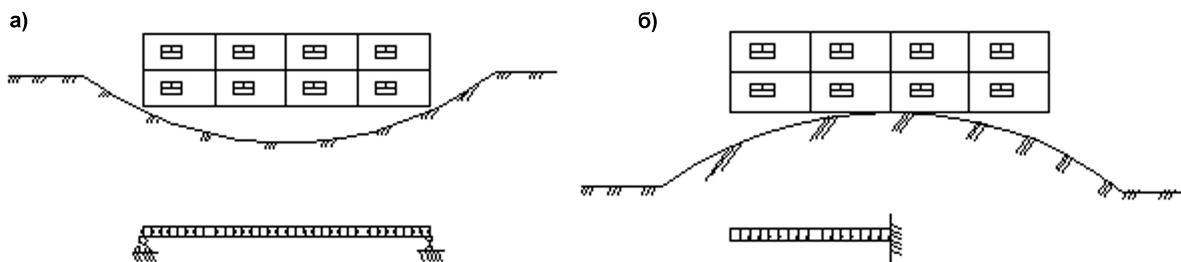


Рис. 2. Варианты расположения здания относительно деформированной поверхности земли

$$\delta = 0,25 \cdot \frac{l}{h} \cdot \varepsilon_{cr} \quad (4)$$

Проанализировав возможные формы изгиба по лекалу, для каждого конкретного здания можно определить наиболее неблагоприятный вариант, для которого выполняется уточняющий расчет с использованием численного моделирования и конечно-элементного программного комплекса (Ли́ра-Windows, SCAD, MicroFE).

В качестве примера рассмотрена пространственная модель типовой блок-секции – части 5-этажного здания до деформационного шва в виде системы панелей, соединенных связями без учета оконных и дверных проемов (рис. 3). Для расчета использовался программный комплекс Ли́ра-Windows, в расчетной модели применялись конечные элементы (КЭ): *универсальный прямоугольный КЭ оболочек* (тип 41); *упругая связь между узлами* (тип 55).

Основной особенностью данной расчетной схемы являются конструкции стыков между стенами и перекрытиями. Конструктивная система здания и решение связей между панелями должны обеспечивать надежность конструкций здания при эксплуатационных и аварийных воздействиях, а связи во всех стыках должны обеспечивать восприятие соответствующих расчетных усилий [6, 7]. Вертикальные стыки между панелями несущих и самонесущих стен должны обеспечивать восприятие усилий сжатия, растяжения и сдвига. Горизонтальные стыки между панелями несущих стен должны обеспечивать восприятие усилий от внецентренного сжатия стены из ее плоскости и изгиба со сдвигом в плоскости стены.

Панели в стыках соединяются друг с другом арматурой и двумя листовыми накладками. Общая площадь металла соединения составляет $\sim 15 \text{ см}^2$, что учитывается стержнем соответствующей площади. При расчете учитывалась податливость элементов узловых соединений, при этом сами панели считались упругими. Бетон в вертикальных стыках панели с панелью при растяжении практически мгновенно разрушается, поэтому в растянутых стыках в расчетной схеме его работу можно не учитывать. В сжатых стыках бетон работает и обеспечивает совместную работу панелей, поэтому его работа учитывается при моделировании стыка оболочечными элементами, соответствующими натуре.

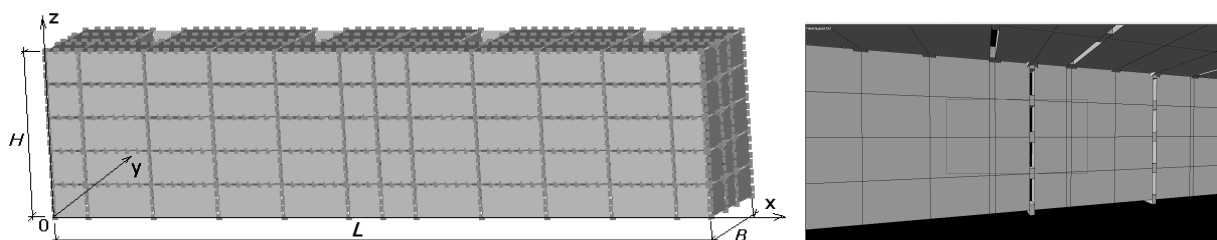


Рис. 3. Пространственная схема типовой блок-секции и схема связей между панелями

При расчете на растяжение горизонтальные перемещения при $x = 0$, $U_x = 0$; при $x = L$ прикладывается кинематическое воздействие растяжения $U_x = U_0$; вертикальные смещения нижней плоскости здания при этом $V_z = 0$ при $z = 0$.

При расчетах на изгиб прогиб здания задается уравнениями разного вида, описывающими формы деформируемой земной поверхности.

При выполнении расчетов предел текучести стали закладных деталей принять $\sigma_T = 240$.

Под *предельной деформацией* будем понимать такую деформацию, при которой здание превратится в *геометрически изменяемую систему*:

- максимальное удлинение элементов, соединяющих панели (арматурные выпуски, металлические накладки), принято $\varepsilon_{ск} = 26\%$, соответствующее относительному удлинению Ст3 при разрыве.

Для проведения нелинейного анализа разработан алгоритм пошаговой реализации и в результате выполненных расчетов установлено следующее:

- наибольшая концентрация напряжений отмечается в узлах сопряжений внутренних и наружных стеновых панелей, примыкающих к лестничным клеткам, что подтверждается данными натурных наблюдений;

- при приближении аварийного состояния, удлинение блок-секции здания может составлять 109 мм; вертикальное перемещение блок-секции здания в зависимости от формы кривизны земной поверхности может составлять $\delta = 190 \dots 228$ мм, что соответствует радиусу кривизны $R = 2,37 \dots 1,97$ км.

Расчеты в ПК Ли́ра-Windows позволили выявить наиболее напряженную зону и оценить предельно допустимые значения перемещений блок-секции панельного здания, вызванные деформациями земной поверхности. Получить детальную картину распределения напряжений в отдельных панелях блок-секции в данной расчетной модели не удастся. Поэтому далее использовался ПК ANSYS, верифицированный в Российской академии архитектуры и строительных наук. Рассматривалась конечно-элементная модель фрагмента типовой секции-этажа здания длиной 15 м (рис. 4), в которой учитывалось наличие проемов в стенах и перекрытиях.

Расчеты проводились в линейной и нелиней-

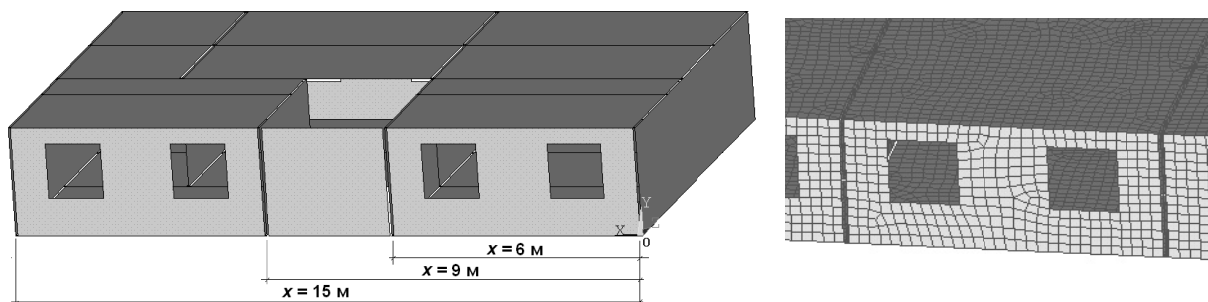


Рис. 4. Геометрия и конечно-элементная модель этажа типовой секции-этажа панельного здания

ной постановке, т. е. учитывались возможность упруго-хрупкого разрушения бетона и пластические деформации в арматуре [8].

Дискретизация секции-этажа выполнялась разными типами конечных элементов, включенными в библиотеку ПК ANSYS: панели и перекрытия здания моделировались пластинчатыми элементами SHELL93; стыки самонесущих панелей – стержневыми элементами BEAM188 со свойствами арматурной стали АIII (диаметром 18 мм – вверху и внизу секции и 8 мм – между ними).

При расчетах секции-этажа здания бетон в растянутых стыках не учитывался, так как он практически мгновенно разрушается. Был выполнен нелинейный расчет, учитывающий процесс разрушения материала [8], который показал, что в зависимости от физико-механических свойств железобетона первые трещины в бетоне появляются при растяжении на величину 0,05...0,4 мм. При появлении трещин бетон исключается из работы и прочность в зоне стыка обеспечивает арматура. На поверхности панелей образуются характерные трещины непосредственно по стыку панелей и в углах оконных проемов, что совпадает с данными натурных обследований. В сжатых стыках бетон работает и обеспечивает совместную работу панелей, поэтому его работа учитывалась при моделировании стыка оболочечными элементами, соответствующими натуре.

Рассматривались разные варианты кинематического воздействия на конструкции здания: растяжение, сжатие и изгиб, вызванных развитием деформаций в мульде сдвига земной поверхности. Результаты расчетов показали, что во всех случаях напряжения локализуются в стальных закладных элементах, и при разных формах кинематического воздействия наиболее нагружены стыки в зоне лестничного марша (рис. 5), что также было выявлено при проведении мониторинга и обследования здания, находящегося в подобных условиях нагружения. В результате проведенных вычислительных экспериментов получены зависимости удлинений наиболее нагруженных соединительных элементов при разных формах кинематического воздействия, т. е. при разном расположении секции-этажа в здании.

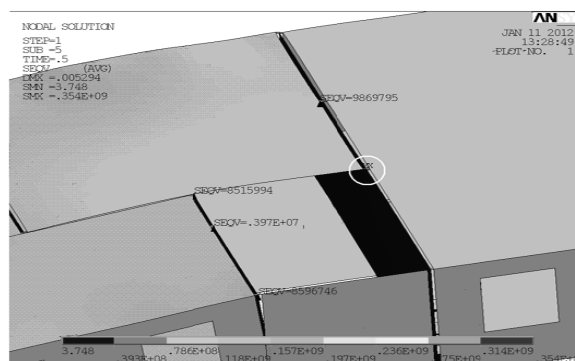


Рис. 5. Зона максимальных эквивалентных напряжений при изгибе

Для учета совместной работы здание-основание необходимо знать величины оседания земной поверхности η , радиуса кривизны основания R и горизонтальные деформации в основании зданий ε для рассматриваемой территории.

Данная методика была применена при расчете реальных крупнопанельных зданий серии 1-468А, находящихся в зоне негативного влияния оседания земной поверхности.

Основные выводы по результатам расчета и исследования панельных зданий, находящихся в зоне негативного влияния оседания земной поверхности.

- Полученная в результате проведенных вычислительных экспериментов картина напряженно-деформированного состояния конструктивных элементов панельного здания показала, что наибольшая концентрация напряжений отмечается в стальных элементах, соединяющих лестничные площадки со стеновыми панелями и в закладных деталях в уровне пола в нижнем углу лестничной клетки, что подтверждается данными натурных наблюдений. Во всех рассмотренных случаях опасным воздействием является наиболее опасным элементом конструкции является нижнее примыкание плит перекрытия к несущей стене в зоне лестничной клетки.

- Выявлено, что при изгибе здания его предельный прогиб существенно зависит от уравнения изгиба здания. Интервал значений для разных вариантов может отличаться в 1,5 раза. Для рас-

смаатриваемого типа зданий предельные прогибы здания, при которых строительные конструкции находятся в работоспособном техническом состоянии, составляют 15,4...22,8 см, в зависимости от формы кривизны земной поверхности.

• Установлено, что для приближенной оценки критического удлинения длинных и невысоких зданий можно использовать формулы (1)–(4), увеличив полученные значения ε_{cr} в 1,25.

Литература

1. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Ч. 1. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М., 1986.

2. Ермаков, В.В. Мониторинг несущих строительных конструкций жилых зданий, построенных на подрабатываемых территориях без конструктивных мер защиты / В.В. Ермаков, А.Н. Патраков // Вестник ПГТУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2010. – № 1. – С. 63–71.

3. Кашеварова, Г.Г. Конструктивные меры защиты зданий и сооружений на подработанной территории / Г.Г. Кашеварова, И.Н. Фаизов, А.Ю. Зобачева // Вестник Пермского национального

исследовательского политехнического университета. Серия «Строительство и архитектура». – 2010. – № 1. – С. 72–77.

4. Перельмутер, А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – Киев: Изд-во «Сталь», 2002. – 600 с.

5. Зобачева, А.Ю. Сравнительный анализ применения разных конечно-элементных моделей многоэтажного здания / А.Ю. Зобачева, Г.Г. Кашеварова // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. № 10. – С. 66–69.

6. ВСН 32-77 Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. – М.: Госгражданстрой, 1978.

7. Шапиро, Г.И. К вопросу о построении расчетной модели панельного здания. / Г.И. Шапиро, Р.В. Юрьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2004. – № 12.

8. Kashevarova, G. Experimental and Numerical Modeling of the Destroying of Brick Masonry for the Analysis of Buildings Accident / G. Kashevarova, A. Zobacheva, I. Leschev // Advanced Materials Research. – 2011. – Т. 250–253. – С. 3670–3673.

Кашеварова Галина Геннадьевна, доктор технических наук, профессор, советник Российской академии архитектуры и строительных наук, заведующая кафедрой строительной механики и вычислительных технологий, Пермский национальный исследовательский политехнический университет. E-mail: ggk@pstu.ru.

Сон Марк Петрович, кандидат технических наук, доцент кафедры строительной механики и вычислительных технологий, Пермский национальный исследовательский политехнический университет. E-mail: smivt@pstu.ru.

Bulletin of the South Ural State University
Series “Construction Engineering and Architecture”
2013, vol. 13, no. 1, pp. 22–26

METHOD OF DEFINING THE LIMITING PERMISSIBLE DEFORMATIONS OF PENAL BUILDINGS, EXPLOITED AT THE SUBSIDED AREA

G.G. Kashevarova, M.P. Son

The article presents the method of defining the limiting permissible deformations which was applied for the assessment of technical condition of the panel buildings located at the subsided areas of Perm Territory.

Keywords: subsidence of ground surface, panel buildings, problems of computer-aided design.

Kashevarova Galina Gennadijevna, doctor of engineering sciences, professor, adviser of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, head of Structural Mechanics and Computational Technology Department, Perm National Research Polytechnic University. E-mail: ggk@pstu.ru.

Son Mark Petrovich, candidate of engineering sciences, associate professor of Structural Mechanics and Computational Technology Department, Perm National Research Polytechnic University. E-mail: smivt@pstu.ru.

Поступила в редакцию 20 февраля 2013 г.