УДК 624.131.54: 624.012.82

ОЦЕНКА УРОВНЯ НАДЕЖНОСТИ ПРИ НАДСТРОЙКЕ ЗДАНИЙ

ОЦІНКА РІВНЯ НАДІЙНОСТІ ПРИ НАДБУДОВІ БУДІВЕЛЬ

ASSESSMENT LEVEL OF RELIABILITY IN BUILDINGS SUPERSTRUCTURE

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 изложен подход к оценке уровня надежности при надстройке зданий. Предложена методика вероятностной оценки надежности реконструируемого здания по критерию допустимых осадок здания при учете использовании резервов деформативности основания.

У статті викладено підхід до оцінки рівня надійності при надбудові будівель. Запропоновано методику ймовірнісної оцінки надійності будівлі, що реконструюється за критерієм допустимих осідань будівлі при врахуванні використання резервів деформативности основи.

In the article describes an approach to the assessment of the reliability of the superstructure of the buildings. A method for probabilistic assessment of the reliability of the reconstructed building on the criterion of acceptable sediment building, taking into account the use of reserves deformability base.

Ключові слова:
Вероятностная оценка надежности, реконструируемое здание, деформативность основания.
Імовірнісна оцінка надійності, будівля, що реконструюється, деформативність основи.
Probabilistic assessment of the reliability, reconstructed building, a deformation of a base.

Вступление. Проблема оценки рисков при реконструкции зданий имеет большое значение, т.к. масштабы реконструкции в Украине постоянно

увеличиваются. Сюда относится надстройка и перепланировка помещений существующих зданий, пристройка к зданиям, изменение назначения сооружения и т.п. Все эти факторы меняют расчетную схему здания, изменяются вид и величина нагрузок на конструкции и основание. Эти изменения накладываются на уже существующее напряженно-деформированное состояние сооружения, которое эксплуатируется зачастую не один десяток лет.

В настоящее время, согласно требованиям нормативных документов, действующим в Украине, расчет строительных конструкций и оснований выполняются по методу предельных состояний. В соответствии с ними, воздействие на здание представляется в виде неких усредненных детерминированных значений. Влияние возможной изменчивости этих значений учитывается опосредованно – введением различных коэффициентов. На самом же деле, факторы, влияющие на НДС системы «основание – фундамент – сооружение» являются случайными величинами: нагрузки и воздействия, прочность и деформативность строительных конструкций и оснований. Что касается зданий и сооружений, имеющих возраст в несколько десятков лет, разброс значений факторов прочности и деформативности конструкций и оснований значительно больше.

Анализ последних исследований. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій і основ» [1], определяет понятие «риск» как количественную характеристику возможных потерь, причиненных случайными непредвиденными событиями, которые вызывают частичное или полное разрушение сооружения. Также риск оценивается по вероятности появления опасного события и тяжести его последствий.

На каждой стадии жизненного цикла объекта (здания) следует оценить величину и характер риска. Оценка риска может быть выполнена с помощью качественного и количественного подходов [2]. При качественной оценке имеет место всесторонний анализ, выявляющий и идентифицирующий возможные виды рисков, свойственных проекту. При разработке мероприятий по снижению рисков в условиях реконструкции зданий большую роль играет приобретение дополнительной информации, которая может быть получена с помощью исследований по обеспечению надежности сооружений [3-7].

Качественный анализ в условиях реконструкции – это изучение информации о состоянии конструкций и основания здания, существующих режимах эксплуатации, получение данных о ремонтах и реконструкциях, а также о нагрузках и воздействиях.

Результаты качественного анализа служат исходными данными для анализа количественного. Наиболее распространенными количественными методами для оценки надежности зданий и сооружений являются следующие методы: метод численного интегрирования, метод статистических испытаний

(Монте-Карло), метод статистической линеаризации, метод PEM (Point Estimate Method) [3, 6-7]. В последнее время для целей реконструкции возможно применение метода количественной оценки риска QRA (Quantitative Risk Assessment) [8]. К вероятностным количественным методам анализа риска относится метод «анализа деревьев отказов и неисправностей» (FTA) [9-11]. Таким образом, оценка рисков при реконструкции зданий состоит из взаимодополняющих качественных и количественных оценок имеющихся рисков.

Постановка цели и задач исследований. Целью данной работы является оценка уровня надежности при надстройке здания в контексте использования резервов деформативности грунта основания.

Методика исследований. Исследования проводились численными методами и методами математической статистики.

Изложение основного материала. В рамках данного исследования была выполнена оценка возможных рисков для здания по ул. Веснина в г. Харькове, которое надстраивалось 1-м этажом. Здание построено в 1930 г., в плане имеет S-образную форму с двумя 4-этажными основными частями и 3-этажной части, выполняющую роль перехода.

По конструктивной схеме здание представляет собой неполный каркас, состоящий из кирпичных колонн, размерами 510 х 640 мм, шаг колонн различный и составляет от 2,75 мм до 4,3 м. На колонны опираются металлические балки, состоящие из 2-х двутавров №20. Балки опираются на наружные кирпичные стены толщиной 510 мм.

Наружные несущие стены здания выполнены из глиняного кирпича толщиной 510 мм; внутренняя стена – из такого же кирпича, толщиной 380 мм.

Фундаменты под стены – ленточные, толщиной 690 мм, из керамического кирпича, отметка заложения подошвы –3,3 м. Фундаменты под колонны – отдельно стоящие размером 1,0 х 1,0 м, из керамического кирпича.

Межэтажные перекрытия - металлические балки (2 двутавра №20).

Основанием фундаментов здания служат суглинки полутвердые просадочные с максимальной относительной просадочностью $\varepsilon = 0{,}014$ при $p = 0{,}3$ МПа, начальное просадочное давление $p_{sl} = 0{,}20$ МПа. Мощность слоя суглинков составляет 4,2 м, модуль деформации суглинка в естественном состоянии 12 МПа, в замоченном состоянии – 9 МПа, угол внутреннего трения $\varphi = 14°$, удельное сцепление грунта $c = 0{,}022$ МПа.

Основание за время службы неоднократно замачивалось (в силу различных причин). Поскольку давление под подошвой ленточных фундаментов под стены и отдельно стоящие фундаменты под колонны превышает начальное просадочное давление, можно считать, что просадочные свойства грунта непосредственно под фундаментом ликвидированы.

Среднее давление подошвы ленточного фундамента под стены составляет p_0 = 0,233 МПа > p_{sl} = 0,20 МПа, под фундаментные колонны - p_0 = 0,4 МПа > p_{sl} = 0,20 МПа. Согласно нормативному документу [12], расчетное сопротивление основания под фундаментами стен составляет R = 0,351 МПа, расчетное сопротивление грунта основания под фундаментами колонн равно 0,447 МПа.

Надстройка 4-х этажного здания представляет собой металлический каркас, устраиваемый по железобетонному поясу сечением 400 х 400 мм. Колонны выполнялись из 2-х швеллеров №14, сваренных в коробочки, верхний пояс – из швеллера №18, отдельная балка – швеллер №14, приварена уголком №63 х 5 из двух швеллеров №14 (рис. 1). Перекрытие над 4-м этажом выполнено монолитным железобетонным в несъемной оснастке из профнастила толщиной 120 мм по металлическим балкам из двутавра №18. Покрытие предусмотрено из кровельного профнастила по деревянной обрешетке, уложенной по деревянным брусьям сечением 160 х 50мм, имеющим консольный вылет 1000 мм. Стропильные ноги выполнены из швеллера №18. Стены надстройки запроектированы из пенобетонных блоков толщиной 500 мм с γ = 800 кг/м^3. При надстройке пятого облегченного этажа давление под подошвой фундамента составляет 0,275 МПа (стены) и 0,449 МПа (колонны).

а)

б)

Рис. 1. Вид надстройки здания: а) со стороны ул. Веснина; б) со стороны двора

Фундаменты под стены и колонны находились на момент обследования в удовлетворительном состоянии, однако в надземных конструкциях здания были зафиксированы деформации и повреждения, выражающиеся в виде трещин (в том числе сквозных) осадочного происхождения, эрозии кладки стен, замоченных участков кладки. Некоторые кирпичные колонны и простенки ранее были усилены металлическими обоймами, торцовая стена здания соединена с продольными несущими стенами посредством установки металлических тяжей в уровне перекрытия на всех 4-х этажах здания.

Реконструируемое здание по жесткости и характеру деформаций можно отнести к сооружению конечной жесткости. При этом при надстройке здания

его жесткость возрастает за счет устройства мощного монолитного железобетонного пояса и усиления отдельных несущих конструкций и конструктивных элементов.

В случае надстройки следует оценить использование резервов деформативности основания, которое можно выразить соотношением p/R, где p – давление под подошвой фундамента (среднее или максимальное), R – расчетное сопротивление основания [13]. По результатам исследования [14], при длительном обжатии (от 10 лет) замоченных лессовых грунтов, происходит уменьшение коэффициента пористости грунта e, увеличивается плотность сухого грунта ρ_d и увеличиваются величины механических свойств грунта. При этом изменение указанных параметров зависит от соотношения p/R. Изменение этих характеристик происходит за счет возникновения под подошвой фундамента уплотненной зоны, которая не превышает 0,5b и составляет 0,35 - 0,5 м. Рис. 2 иллюстрирует зависимость коэффициента возрастания модуля деформации K_E от соотношения p/R.

При этом

$$K_E = E_t / E; \quad (1)$$

где E_t – значение модуля деформации замоченного грунта после его длительного обжатия подошвой фундамента;

E – тот же параметр грунта в его естественном замоченном состоянии.

Таким образом, в диапазоне p/R = 0,65 …1,3 значения плотности сухого грунта ρ_d увеличиваются на 5%, а значение коэффициента возрастания модуля деформации K_E – от 1 до 1,65 (по [14]).

По данным проектной документации и результатов обследования было установлено, что возможные риски при надстройке заключаются при превышении значения максимальной допустимой нормативной осадки для данного типа зданий [12].

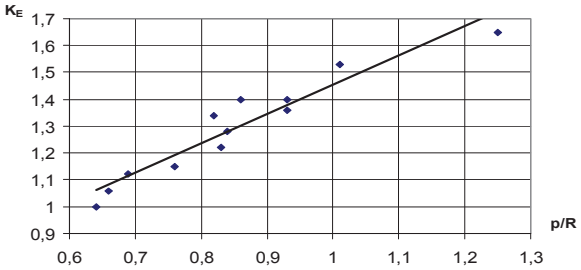


Рис. 2. Зависимость коэффициента возрастания модуля деформации K_E от соотношения p/R [14]

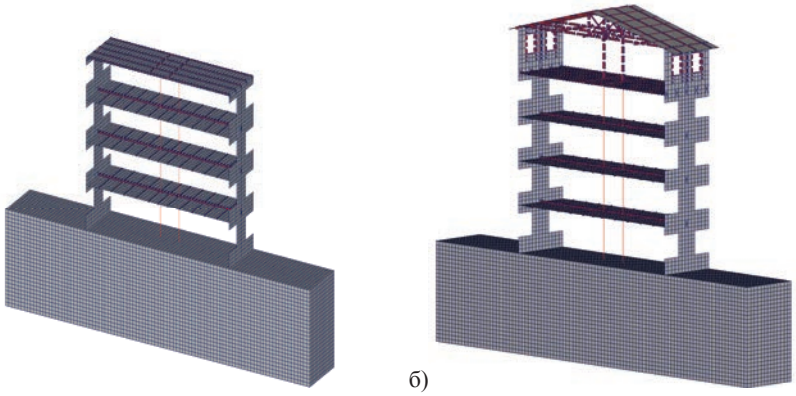
Для определения уровня напряжений и деформаций была рассмотрена конечно-элементная модель участка здания в пределах одного пролета, равного 4,1 м. Модель была представлена плоскими, стержневыми и объемными конечными элементами, при этом учитывалась работа всей системы «основание – фундамент – сооружение» в единой расчетной схеме.

Жесткостные параметры и нагрузки были заданы в соответствии с результатами обследования и нормами проектирования. Разбивка на конечные элементы расчетной схемы до и после надстройки показаны на рис. 3.

В процессе численного исследования варьировались значения плотности грунта (в соответствии с изменением ρ_d), а также модуль деформации грунта непосредственно под фундаментами на участке толщиной 0,6 м, при изменении соотношения p/R. Коэффициент вариации E задавался ν = 25% - до надстройки (рис. 4) и ν = 15% - после надстройки [15].

Алгоритм оценки возможности превышения нормативных осадок здания при надстройке принят следующим.

1. Выполняется *n* статистических испытаний.
2. Для каждого испытания задаются вероятностью p от 0 до 1 для модуля деформации E.
3. По значению p определяется значение E.
4. Определяется значение осадки S (рис. 4, 5).
5. Находится вероятность превышения $S > S_u$ как отношение числа испытаний, при котором $S > S_u$ к полному числу испытаний.



а) б)

Рис. 3. Расчетные модели здания: а) до надстройки; б) после надстройки

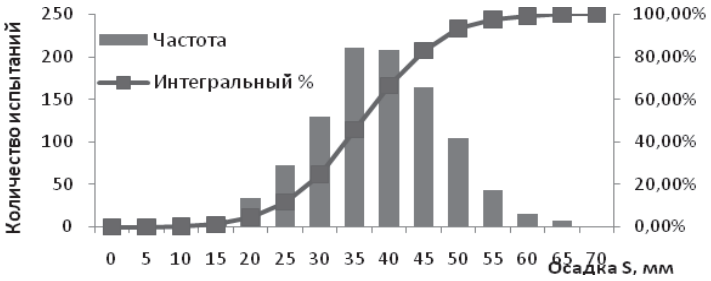


Рис. 4. Гистограмма и интегральная кривая распределения осадок основания ленточных фундаментов до надстройки

Результаты исследований. В данном исследовании при p/R=1,15 только 3 из 1000 значений превышало допустимую величину, которая для данного типа зданий равна 10 см, т.е. вероятность превышения нормативного значения составляет: $p(S) = 3/1000 = 3x10^{-3}$; при p/R=1,3 вероятность превышения нормативного значения осадки равна $p(S) = 19/1000 = 1,9x10^{-2}$. Эти значения являются недопустимыми в соответствии с нормативным документом [1], регламентирующим это значение не более, чем $1x10^{-4}$. В свою очередь, результаты расчета осадки, подсчитанной методом послойного суммирования (детерминистическим методом), находятся в пределах S_u и при значениях p/R=1,15, p/R=1,3 (рис. 6).

Для значений p/R = 0,78 и p/R = 1,0 вероятность превышения нормативного значения осадки равно 0, таким образом, при запланированной надстройке не будет возникать сверхнормативное развитие осадок.

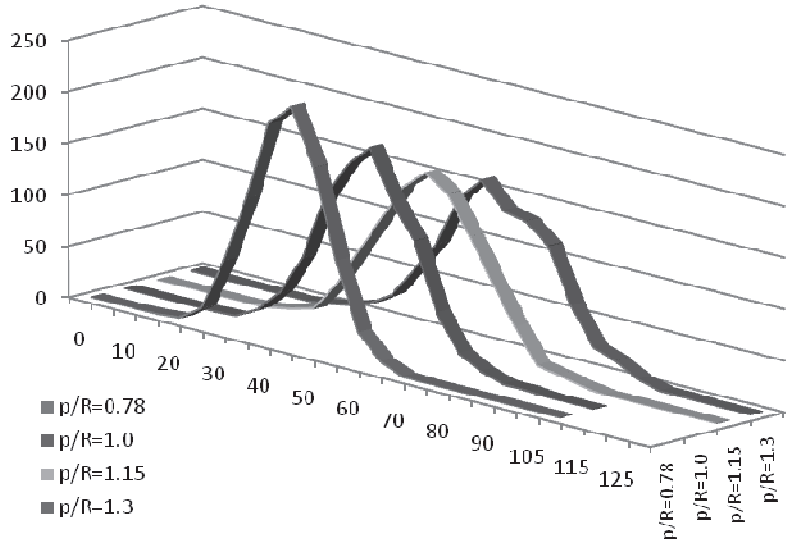


Рис. 5. Гистограммы распределения осадок основания ленточных фундаментов при учете обжатия грунта при различных значениях p/R

Выводы. 1) Показано, что вероятностный расчет является более информативным и в некоторых случаях находится в противоречии детерминированному расчету.

2) Зная нормативный уровень надежности для конструкций и сооружений, можно выбрать такое техническое решение реконструкции здания, которое бы обеспечивало этот уровень надежности.

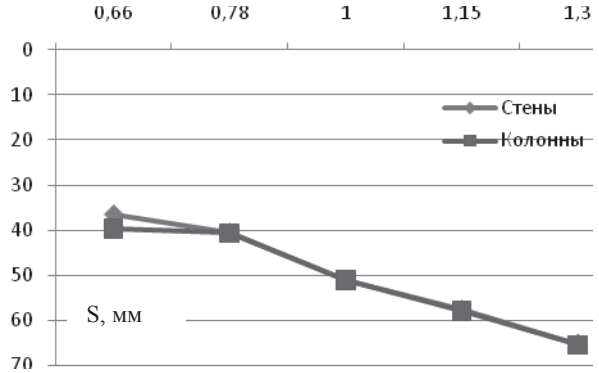


Рис. 6. Средние осадки фундаментов стен и колонн, вычисленные детерминистическим методом

1. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій і основ». К. - Минрегионстрой Украины, 2009. – 49 с. **2.** Кичаева О.В. Оценка рисков при реконструкции зданий / О.В. Кичаева. Полтава. Сб. научных трудов, вып. 3(38), т. 2, с. 161 – 174. **3.** Вайнберг, А.И. Надежность и безопасность гидротехнических сооружений. Избранные проблемы: монография / А.И. Вайнберг – Харьков: 2008. – 304 с. **4.** Райзер, В.Д. Теория надежности в строительном проектировании / В.Д. Райзер. – М.: Изд-во АСВ, 1998. – 304 с. **5**. Перельмутер, А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / А.В. Перельмутер, - М.: Изд-во АСВ, 2007. – 256 с. **6.** Лычев, А.С. Надежность строительных конструкций: учебное пособие / А.С. Лычев. – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 184 с. **7.** Пичугин, С.Ф. Надежность строительных конструкций производственных зданий: монография / С.Ф. Пичугин. – Полтава: ООО «Асми», 2009. – 452 с. **8.** Улицкий, В.М., Лисюк, М.Б. Оценка риска и обеспечение безопасности в строительстве / В.М. Улицкий, М.Б. Лисюк, - СПб. «Реконструкция городов и геотехническое строительство» №5. – 2002. **9.** Ho, K., Leroi, E., and Roberds, B. Quantitative risk assessment: application, myths and future direction / Proc. of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia, 2000. **10**. Hoej, N.P. Risk and Safety Considerations at Different Project Phases / Safety, risk, and reliability – trends in engineering. International Conference. Malta, 2001. Pp. 1–8. **11**. Sêco e Pinto, P. Some reflections about risk analysis of geotechnical structures: Proc. of the 12th Danube-European Conference. Passau. 2002. Pp. 41–46. **12.** ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд». К. – Минрегионстрой Украины, 2009. – 104 с. **13.** Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М. – 2000 - 320 с. **14.** Гранько Е.В. Напряженно-деформированное состояние длительно нагруженных лессовых оснований в условиях их подтопления. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук, Полтава, 2008. – 224 с. **15.** M. Zotsenko, Y. Vynnykov, M. Kharchenko. Evalution of Failure Probability of Soil Cushions. 3rd international Symposium of Geotechnical Risk and Safety (ISGSR), Munich, Germany, 2011 – p. 249-259.