

<https://doi.org/10.5800/GT-2019-10-3-0437>

ANALYSIS OF THE MECHANISM OF TRANSITION TO THE LIMIT STATE OF SERIES 111 RESIDENTIAL BUILDINGS DURING THE 1988 SPITAK EARTHQUAKE

Yu. A. Berzhinsky¹, A. P. Ordynskaya¹, L. P. Berzhinskaya^{1,2},
A. Yu. Gornov³, E. A. Finkelstein³

¹ Institute of the Earth's Crust, Siberian Branch of RAS, Irkutsk, Russia

² Irkutsk National Research Technical University, Irkutsk, Russia

³ V.M. Matrosov Institute for System Dynamics and Control Theory, Siberian Branch of RAS, Irkutsk, Russia

Abstract: The study aimed at investigating the reaction of a residential building (Series 111 nine-story block section) to seismic impacts that can lead to destruction of the building. The article presents the results of the retrospective analysis of the seismic resistance of nine-story block sections in the city of Gyumri (Leninakan) under the influence of the 07.12.1988 Spitak earthquake. The seismic resistance of the block section was calculated using the 'pushover analysis' method. Direct dynamic calculations were performed using a model of complex elastoplastic deformation of a mechanical system with two degrees of freedom. An external impact was represented by the earthquake records taken at the Ghukasyan station. Macroseismic survey data collected after the 1988 earthquake are presented. The block sections of Series 111 multistory residential buildings were designed by the Armenian research and design institutions ArmNIISA and Armgosproekt in 1975 for construction in the Armenian Republic on sites with seismicity of 7–8 points. Vibration tests were conducted to test the strength of a nine-storey block section in Yerevan in 1976, and it was discovered that the actual seismic resistance of the building did not comply with the current earthquake-resistant construction standards. However, the test results were ignored. On December 7, 1988, the earthquake took place, and the Series 111 buildings collapsed in the cities of Gyumri (Leninakan) and Vanadzor (Kirovokan). In the State Commission Report regarding the Series 111 design, it was concluded that considering the damage due to the violations of the design and construction standards and taking into account the inspection calculations, the accepted design solutions of the residential buildings did not meet the requirements of the regulatory documents for buildings designed to sustain seismicity of 8 points. Such design should not be used for seismic areas and must be critically revised. The retrospective analysis performed by the authors of this article on the basis of experimental data not only confirmed the conclusions of the State Commission, but also made it possible to establish a mechanism for the transition of Series 111 block-sections to the limit state. Unfortunately, the state management of the construction industry failed to use this information and did not take any urgent preventive actions. In fact, the authorities of the USSR supported the position of the Gosstroy of Armenia and allowed them to continue the construction of Series 111 residential buildings with minor changes. It was impossible to

Статья публикуется по материалам доклада, сделанного авторами на XII Российско-Монгольской международной конференции «Солнечно-земные связи и геодинамика Байкало-Монгольского региона» (1–5 октября 2018 г., г. Иркутск)

RESEARCH ARTICLE

Received: February 11, 2019

Revised: June 27, 2019

Accepted: July 2, 2019

For citation: Berzhinsky Yu.A., Ordynskaya A.P., Berzhinskaya L.P., Gornov A.Yu., Finkelstein E.A., 2019. Analysis of the mechanism of transition to the limit state of Series 111 residential buildings during the 1988 Spitak earthquake. *Geodynamics & Tectonophysics* 10 (3), 715–730. doi:10.5800/GT-2019-10-3-0437.

prevent the Spitak earthquake, but proper preventive actions could have reduced the amount of social and economic damage incurred due to the earthquake. The consequences of obvious design and construction errors discovered 12 years before the Spitak earthquake were 'written off' and explained by the natural disaster, including underestimated standard seismicity, features of the engineering-geological settings, and the unfavorable spectrum of the actual impact. Thousands of people lost their life, and huge material damage was caused due to the loss of Series 111 residential buildings (300000 square meters). Such was the price of professional incompetence and departmental ambitions.

Key words: conclusion of the State Commission; seismology; earthquake; seismic resistance; vibration tests; mechanism of transition to the limit state; seismic reliability of buildings

АНАЛИЗ МЕХАНИЗМА ПЕРЕХОДА В ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ ЖИЛЫХ ДОМОВ СЕРИИ 111 ПРИ СПИТАКСКОМ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИИ 1988 г.

Ю. А. Бержинский¹, А. П. Ордынская¹, Л. П. Бержинская^{1, 2},
А. Ю. Горнов³, Е. А. Финкельштейн³

¹ *Институт земной коры СО РАН, Иркутск, Россия*

² *Иркутский национальный исследовательский технический университет, Иркутск, Россия*

³ *Институт динамики систем и теории управления им. В.М. Матросова СО РАН, Иркутск, Россия*

Аннотация: Целью настоящей статьи является исследование реакции 9-этажной блок-секции серии 111 на сейсмические воздействия вплоть до разрушения. Изложены результаты ретроспективного анализа сейсмостойкости 9-этажных блок-секций в г. Гюмри (Ленинакане) под воздействием Спитакского землетрясения 07.12.1988 г. Выполнены расчеты сейсмостойкости блок-секции по методу «pushover analysis», а также прямой динамический расчет модели сложного упругопластического деформирования механической системы с двумя степенями свободы. В качестве внешнего воздействия использованы записи землетрясения на ст. Гукасян. Приведены данные макросейсмического обследования последствий землетрясения 1988 г. Типовые проекты блок-секций многоэтажных жилых домов серии 111, разработанные в 1975 г. в АрмНИИСА и Армгоспроекте, предназначались для строительства в Армянской ССР на площадках с сейсмичностью 7–8 баллов. Проведенные в 1976 г. в г. Ереване вибрационные испытания 9-этажной блок-секции жилого дома серии 111 показали, что фактическая сейсмостойкость здания не соответствует действующим нормам. Игнорирование результатов вибрационных испытаний привело к тотальному обрушению домов этой серии в городах Гюмри (Ленинакан) и Ванадзор (Кировакан) 7 декабря 1988 г. В Заключении Государственной комиссии в отношении проектов серии 111 отмечено, что характер нарушений норм и данные поверочных расчетов свидетельствуют, что принятые конструктивные решения рассмотренных жилых домов не отвечают требованиям нормативных документов для зданий с расчетной сейсмичностью 8 баллов. Проекты не могут применяться для строительства в сейсмических районах без коренной переработки. Результаты ретроспективного анализа, выполненного авторами статьи на основе экспериментальных данных, не только подтвердили выводы Государственной комиссии, но и позволили установить механизм перехода блок-секции серии 111 в предельное состояние. К сожалению, тогдашнее руководство строительной отраслью страны не сумело использовать эту информацию для принятия срочных превентивных мер. Союзные органы фактически поддержали позицию Госстроя Армении, разрешив продолжить строительство жилых домов серии 111 с незначительными замечаниями. Предотвратить Спитакское землетрясение было невозможно, но социальный и экономический ущерб от него можно было уменьшить за счет превентивных мероприятий. Последствия очевидных проектных и строительных ошибок, вскрытых за 12 лет до Спитакского землетрясения, списали за счет стихии: заниженной нормативной сейсмичности, особенностей инженерно-геологического строения, неблагоприятного спектрального состава воздействия, что действительно имело место. В итоге – тысячи погибших и материальный ущерб от потери жилищного фонда серии 111 в объеме 300 тыс. м². Такова цена профессиональной некомпетентности и ведомственных амбиций.

Ключевые слова: заключение госкомиссии; сейсмология; землетрясение; сейсмостойкость; вибрационные испытания; механизм перехода в предельное состояние; сейсмическая надежность зданий

1. ВВЕДЕНИЕ

Современная сейсмическая история нашей страны определяется датами двух катастрофических землетрясений – Ашхабадского 1948 г. и Спитакского 1988 г. В течение 40-летнего промежутка между ними в стране происходили землетрясения (Ташкентское 1966 г., Дегестанское 1970 г., Карпатские 1977 г., 1986 г. и др.), однако количество жертв было минимальным. Тем не менее экономический ущерб, который причинили эти землетрясения, был ощутимым. В восстановлении жилищного фонда города Ташкента принимала участие практически вся страна. Все это породило известное самоуспокоение не только среди инженерной общественности, но и в руководящих органах строительной отрасли страны. Отрезвление пришло со Спитакским землетрясением по известному афоризму И. Гете: «Природа не знает остановок в своем движении и казнит всякую бездеятельность».

К сожалению, и после событий в Спитаке в стране происходили землетрясения с многочисленными человеческими жертвами, например в г. Нефтегорске в 1995 г., где современные 5-этажные жилые дома были возведены практически без учета антисейсмических мероприятий.

В силу этого представленные в настоящей статье результаты ретроспективного анализа массового обрушения жилых домов серии 111, выполненного с привлечением ранее неопубликованных данных о вибрационных испытаниях натурной опытной блок-секции в г. Ереване (1976 г.), не потеряли своей актуальности и спустя 30 лет.

Магнитуда Спитакского землетрясения составила $M_s=7$, глубина очага 15–20 км, интенсивность в эпицентре – 10 баллов по шкале MSK-64. Очаг землетрясения вышел на поверхность земли и проявился в пределах зоны, нормированная сейсмичность которой составляла 7-8 баллов для территорий городов Спитак, Ванадзор (Кировакан), Степанаван. Район г. Гюмри (Ленинакан) был отнесен к 8-балльной зоне [Wyllie, Filson, 1989].

В соответствии с Картой сейсмического районирования, разработанной Институтом геофизики и инженерной сейсмологии АН Армянской ССР в 1972 г., расчетная сейсмичность площадок должна была составлять 7–9 баллов в зависимости от инженерно-геологических условий. Однако при землетрясении интенсивность сотрясений составила: в г. Спитаке – 9–10 баллов, превысив нормативную на 2–3 балла; в городах Кировакане и Степанаване – 8 баллов, превысив нормативную интенсивность на 1 балл. В пределах г. Ленинакана сейсмическое воздействие было несколько выше нормативного (8 баллов) и оценивалось в 8.5–9.0 баллов по шкале MSK-64 [Conclusion..., 1989].

Цель настоящей статьи – исследование реакции 9-этажной блок-секции серии 111 на сейсмические воздействия вплоть до разрушения. Исследования проводились по методу нелинейного статического анализа «Nonlinear pushover analysis» [Chopra, 2005; Newmark, Hall, 1982] и прямого динамического расчета на акселерограммы Спитакского землетрясения, зарегистрированные на сейсмостанции в г. Гукасяне. Анализ реакции блок-секции серии 111 проведен с учетом инструментальных данных, полученных при вибрационных испытаниях опытной блок-секции серии 111 в 1976 г. в г. Ереване. Используются также результаты макросейсмического обследования зданий этой серии на территориях с интенсивностью землетрясения 7–9 баллов [Conclusion..., 1989].

2. РЕГИСТРАЦИЯ КОЛЕБАНИЙ ГРУНТОВ

Единственная качественная запись ускорений грунта при главном толчке и последовавшем за ним через 4 минуты 21 секунду афтершоке получена сотрудниками ИСС ИГИС под руководством к.т.н. Л.А. Мхитаряна в райцентре Гукасян (Ашоцк) на расстоянии 33 км от эпицентра. В графическом виде акселерограммы главного толчка и афтершока, записанные трехкомпонентным акселерографом ССРЗ с собственным периодом колебаний 0.05 с, приведены в работе академика НАН Республики Армения Э.Е. Хачияна [Khachiyana, 2018]. Максимальное горизонтальное ускорение грунта в Гукасяне при главном толчке достигло 0.20 g, вертикальное – 0.15 g. Максимальные величины ускорения грунта, определенные по различным эмпирическим формулам и расчетам по опрокидыванию надгробных памятников различными специалистами, в Спитаке могли составить 0.8–1.0 g, в Ленинакане – 0.47–0.53 g, в Кировакане – 0.40 g.

3. ТИПОВЫЕ ПРОЕКТЫ БЛОК-СЕКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ СЕРИИ 111

В 1975 г. в АрмНИИСА и Армгоспроекте были разработаны типовые проекты блок-секций многоэтажных жилых домов серии 111 для строительства в Армянской ССР на участках сейсмичностью 7–8 баллов [Movsesyan, Paryan, 1976]. Блок-секции запроектированы высотой до 29.0 м с размерами в плане 11.0×18.0 м. Конструктивная система зданий – сборный железобетонный рамно-связевый каркас. Пространственная жесткость блок-секций в продольном направлении обеспечивается рамной конструкцией каркаса, а в поперечном – вертикальными железобетонными диафрагмами жесткости.

Сечение колонн 40×40 см, ригелей – 40×30 см. Вертикальные железобетонные диафрагмы жесткости толщиной 14 см установлены по торцам блок-секций. Сборные плиты перекрытий – многослойные предварительно напряженные, толщиной 22 см. Навесные панели наружных стен толщиной 22 см – из шлакобетона марки М75 с объемной массой 1250 кг/м³.

4. ВИБРАЦИОННЫЕ ИСПЫТАНИЯ 9-ЭТАЖНОЙ БЛОК-СЕКЦИИ СЕРИИ 111

За 12 лет до землетрясения, в 1976 г., лабораторией прочностных испытаний ЦНИИЭП жилища (г. Москва) в г. Ереване проведены вибрационные испытания 9-этажной блок-секции жилого дома серии 111 под руководством к.т.н. Г.Н. Ашкинадзе [Ashkinadze, Sokolov, 1988]. Натурные экспериментальные исследования проводились с помощью вибрационной машины типа В-2 конструкции ЦНИИЭП жилища, установленной на покрытии здания. Цель исследований заключалась в проверке принятых проектных решений и оценке параметров затухания здания по результатам динамических испытаний. Натурные испытания позволили выявить многочисленные ошибки, допущенные при проектировании. Например, узлы сопряжений диафрагм жесткости с колоннами не были способны воспринимать и передавать сдвигающие усилия, хотя вся краевая арматура была сосредоточена именно в колоннах. В результате диафрагмы жесткости оказались лишеными эффективного изгибного армирования. При испытаниях было зафиксировано, что даже при незначительном повышении вибрационной нагрузки жесткость здания начинала заметно снижаться. Это свидетельствовало о развивающихся повреждениях и накоплениях деформаций в конструкциях здания, которые и были обнаружены при визуальном обследовании.

К сожалению, результаты испытаний, так же как и методика исследования в целом, были оспорены заказчиком – Госстроем Армянской ССР. Испытания были остановлены по причинам, весьма далеким от научных проблем. Игнорирование армянской стороной результатов испытаний привело к последующему тотальному обрушению домов этой серии и многочисленным человеческим жертвам при землетрясении.

4.1. РЕЗУЛЬТАТЫ ВИБРАЦИОННЫХ ИСПЫТАНИЙ

При вибрационных испытаниях 9-этажной блок-секции были достигнуты следующие характеристики:

Максимальные перемещения в уровне покрытия здания:

- при колебаниях в продольном направлении (в направлении несущих рам) $d=0.023$ м на частоте $f=0.9$ Гц ($T=1.11$ с);

- при колебаниях в поперечном направлении $d=0.017$ м на частоте $f=1.25$ Гц ($T=0.8$ с).

Максимальные горизонтальные инерционные нагрузки на блок-секцию составили 830 кН и 1100 кН в продольном и поперечном направлениях соответственно.

Инструментальные характеристики, записанные при вибрационных испытаниях, приведены в таблице 1.

При проектировании типовое здание было рассчитано на 8-балльную сейсмическую нагрузку величиной $S_{расч.}=3670$ кН, определенную согласно СНиП II-A.12-69.

4.2. КРИВАЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ 9-ЭТАЖНОЙ БЛОК-СЕКЦИИ СЕРИИ 111

Зависимость «поперечная сила в основании – перемещение в уровне верхнего перекрытия здания» составлена путем экстраполяции экспериментальной зависимости на область больших перемещений и ее аппроксимации идеализированной билинейной диаграммой и представлена на рисунке 1, а. Начальная жесткость идеализированной системы определяется на основании равенства площадей под кривой экспериментальной зависимости «сила – перемещение» и аналогичной идеализированной диаграммой. Величина площади характеризует энергию деформации здания вплоть до формирования пластического механизма в точке А. За максимальное нелинейное перемещение принимается значение d_A .

В качестве модели здания используется эквивалентная одномассовая система с диаграммой деформирования на рисунке 1, а. Величина максимального нелинейного перемещения принята равной $d_A=0.051$ м. Согласно Еврокоду 8 [Design..., 2004], нелинейное перемещение d_t не должно превышать линейное перемещение d_T более чем в три раза.

Величина обобщенной массы $M_{экр}$ определена по формуле:

$$M_{экр} = \sum_{i=1}^{10} m_i \cdot \eta_i^2 = 3380 \text{ т}, \quad (1)$$

где $m_i=430$ т – массы, сосредоточенные в i -х уровнях 10-массовой системы. Коэффициент первой формы колебаний в уровне верхнего перекрытия здания равен $\eta=1.43$. На рисунке 1, а, и в таблице 2 значения перемещений соответствуют перемещениям обобщенной массы $M_{экр}$ в уровне $\eta=1$ по первой форме колебаний.

Т а б л и ц а 1. Инструментальные характеристики трех этапов вибрационных испытаний 9-этажного здания серии 111 (г. Ереван, 1976 г.)

Table 1. Instrumental characteristics of the three stages of vibration tests of a Series 111 nine-story building (Yerevan, 1976)

№	Продольное направление (направление несущих рам)						Поперечное направление (с диафрагмами жесткости ДЖ)					
	Первая форма колебаний			Вторая форма			Первая форма колебаний		Вторая форма			
	Q , кН	f_1 , Гц	T_1 , с	δ_1	ε_1 , %	f_2 , Гц	T_2 , с	Q , кН	f_1 , Гц	T_1 , с	f_2 , Гц	T_2 , с
1	2.24	1.20	0.83	0.19	3.0	3.45	0.29	2.24	1.78	0.56	5.57	0.18
2	18.2	1.0	1.0	0.15	2.4	2.56	0.39	16.64	1.62	0.62	5.0	0.2
3	39.0	0.9	1.11	0.29	4.6			39.04	1.25	0.8	5.57	0.18

Пр и м е ч а н и е. δ_1 – декремент затухания; ε – параметр затухания в долях от критического; Q – вес дебалансов.

Но т е. δ_1 – attenuation decrement; ε – attenuation parameter in fractions of the critical one; Q – weight of debalances.

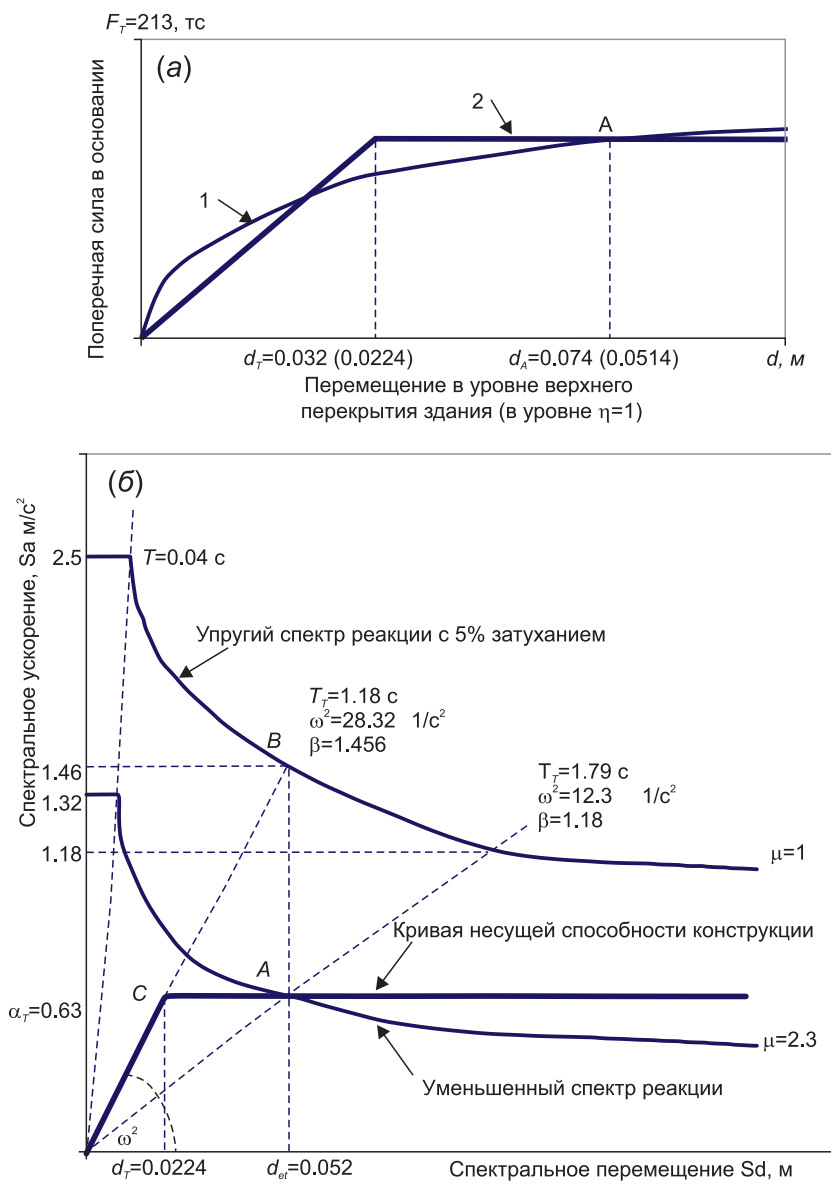


Рис. 1. Экспериментальная и расчетная зависимость «поперечная сила в основании – перемещение в уровне верхнего перекрытия здания и в уровне $\eta=1$ ». (а) – экспериментальные характеристики: 1 – экстраполяция экспериментальной зависимости на область больших перемещений; 2 – аппроксимация экспериментальной зависимости идеализированной билинейной диаграммой; (б) – определение нелинейного перемещения модели здания: воздействие задано уменьшенным спектром реакции грунта с коэффициентом пластичности $\mu=2.3$ при интенсивности 7 баллов.

Fig. 1. Experimental and calculated dependence: transverse force at the base versus displacement at the level of the upper floor of the building and at level $\eta=1$. (a) – experiment characteristics: 1 – extrapolation of the experimental dependence to the area of large displacements; 2 – approximation of the experimental dependence of the idealized bilinear diagram. (б) – determination of the nonlinear displacement of the building’s model: the impact is given by a reduced spectrum of soil reaction with plasticity coefficient $\mu=2.3$ for a magnitude of 7 points.

Т а б л и ц а 2. Параметры кривой несущей способности эквивалентной одномассовой модели здания в направлении несущих рам

Table 2. Parameters of the load-bearing curve of the equivalent single-mass building's model in the direction of the bearing frames

f, c^{-1}	ω^2, c^{-2}	T_T, c	$\beta(T_T)$	$F_T, кН$	$d_T, м$	$d_{et}, м$	$a_T, м/с^2$	$K_T, кН/м$	$M_{экс}, т$
0.85	28.32	1.18	1.46	2130	0.0224	0.051	0.63	$0.95 \cdot 10^5$	3380

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИСКОМЫХ НЕЛИНЕЙНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ПО МЕТОДУ «PUSHOVER ANALYSIS»

В нормах ряда стран учет пластических деформаций зданий и сооружений осуществляется путем введения понижающих коэффициентов (коэффициентов редукции R_μ) к сейсмическим силам, определенным для линейно-упругой модели конструктивной системы. Тем самым постулируется, что способность конструктивных систем противостоять сейсмическим воздействиям в нелинейной стадии работы допускает их проектирование на сопротивление усилиям, меньшим, чем усилия, соответствующие линейно-упругой реакции системы, без разрушения всего сооружения.

В нормах РФ (СП 14.13330.2018) это коэффициент K_I , учитывающий допускаемые деформации и повреждения в зданиях, при обеспечении общей безопасности людей и сохранности ценного оборудования. В Еврокоде 8 способность конструкции к проявлению пластических (нелинейных) деформаций и рассеиванию энергии учитывается коэффициентом поведения q , имеющим тот же физический смысл, что и коэффициент K_I в нормах РФ. Коэффициент поведения q – это отношение $q = S_{упр} / S_{расч} > 1$, где сейсмическая нагрузка определяется при 5%-ном демпфировании от критического значения.

Обоснование коэффициентов редукции R_μ содержится в работах [Chopra, 2005; Newmark, Hall, 1982]. Согласно этим работам, значение коэффициентов редукции R_μ основано на предположении о равенстве максимальных сейсмических перемещений упругих и упругопластических систем со значениями периодов $T > 0.5$ с при одном и том же сейсмическом воздействии и при равных начальных собственных частотах. В диапазоне периодов $0.1 < T < 0.5$ с авторы предлагают использовать правило равенства энергии упругой и упругопластической систем.

Для оценки способности конструкции к пластическим деформациям при землетрясении используется коэффициент пластичности μ , равный отношению максимальной деформации d_{max} неупругой системы к упругой деформации d_T , соответствующей условному пределу текучести: $\mu = d_{max} / d_T$

согласно [Chopra, 2005; Newmark, Hall, 1982]. Зависимость между коэффициентом редукции R_μ , коэффициентом пластичности μ и периодом свободных колебаний T уравнение (2) имеет следующий вид:

$$R_\mu = \begin{cases} 1 & T < 0.1 \text{ с} \\ \sqrt{2\mu - 1} & 0.1 < T < 0.5 \text{ с} \\ \mu & T > 0.5 \text{ с} \end{cases} \quad (2)$$

Значения периодов $T=0.1$ с, $T=0.5$ с и $T>0.5$ с являются границами зон, соответствующих чувствительности динамической системы к ускорениям, скорости и перемещениям конструкции при землетрясении. Коэффициент редукции R_μ характеризует свойство системы сопротивляться пластическим (неупругим) деформациям и используется для учета работы конструкции за пределами упругости. В зависимости от конструктивной схемы здания коэффициент редукции R_μ принимает значение в интервале 2.5–6.7 по нормам РФ (СП 14.13330.2018) и 2.2–8.5 – согласно нормам США.

Результатом нелинейного статического расчета по методу «pushover analysis» является сейсмическая реакция эквивалентной одномассовой системы в виде перемещения. Для представления предельных состояний конструкции используется пересечение кривой несущей способности (предельной прочности) и уменьшенного спектра реакции, характеризующего возникновение неупругих деформаций в конструкциях. Точка пересечения соответствует искомому (целевому) перемещению d_{max} .

На рисунке 1, б, показано пересечение кривой несущей способности здания в формате «спектральное ускорение – спектральное перемещение» и уменьшенного спектра реакции в точке А, соответствующей целевому нелинейному перемещению при интенсивности сейсмического воздействия 7 баллов. Для одномассовой системы с периодом колебаний $T > 0.5$ с искомое целевое нелинейное перемещение определится по формуле:

$$d_{et} = d_{max} = a_{экс} / \omega^2(T) = 0.051 \text{ м}, \quad (3)$$

где $a_{экс} = a_g \cdot \beta(T) = 1.46 \text{ м/с}^2$ – ускорение эквивалентной одномассовой системы с периодом $T=1.18$ с;

Т а б л и ц а 3. Сравнение результатов расчетов 9-этажной блок-секции серии 111 по методу «pushover analysis» и по графикам нелинейных спектров реакции « S_a-S_d »Table 3. Comparison of the calculation results for the Series 111 nine-storey block section according to the pushover analysis method and the curves of non-linear spectra of S_a-S_d reaction

Интенсивность землетрясения	7 баллов		8 баллов		9 баллов	
Метод определения	По графикам	Pushover analysis	По графикам	Pushover analysis	По графикам	Pushover analysis
Максимальное нелинейное перемещение d_{max} , мм	~50	51	100	103	~200	206
Коэффициент пластичности μ	$2 < \mu < 3$	2.3	$4 < \mu < 6$	4.6	$\mu > 6$	9.2
Коэффициент повреждения K_I	$0.5 > K_I > 0.3$	0.43	$0.25 > K_I > 0$	0.22	$K_I < 0.17$	0.11

$a_g=1.0$ м/с² – ускорение грунта при расчетном землетрясении 7 баллов; $\beta(T)=1.46$ – спектральный коэффициент динамичности.

Коэффициент редукиции R_μ определится по формуле:

$$R_\mu = a_{эkv}/a_T = 2.3. \quad (4)$$

Аналогично по формуле (3) определим нелинейные искомые перемещения конструкции с периодом собственных колебаний $T=1.18$:

– при сейсмическом воздействии 8 баллов $d_{max}=d_{et}=0.103$ м;

– при воздействии 9 баллов $d_{max}=d_{et}=0.206$ м.

Результаты значений искомых нелинейных перемещений и коэффициентов пластичности модели 9-этажной блок-секции серии 111, определенные по графикам нелинейных спектров реакции « S_a-S_d » и по методу «pushover analysis», представлены в таблице 3. Нелинейная реакция эквивалентной одно-массовой системы на сейсмические воздействия может быть определена по графикам неупругих спектров реакции в формате «спектральное ускорение S_a – спектральное перемещение S_d » (рис. 2).

Результаты нелинейного статического расчета («pushover analysis») эквивалентной одно-массовой модели 9-этажного здания серии 111 на сейсмические воздействия 7–9 баллов представлены в таблице 4.

При построении графиков неупругих спектров реакции, полученных в результате корректировки упругого нормативного спектра реакции « $\beta-T$ » с использованием коэффициентов редукиции R_μ и коэффициентов пластичности $\mu=1, 2, 3, 4$ и 6 для грунтов I и II категории по сейсмическим свойствам при интенсивности землетрясения 7–9 баллов, использована зависимость (2) между коэффициентом редукиции R_μ , коэффициентом пластичности μ и периодом T свободных колебаний [Nemchinov, 2008].

Абсцисса точки пересечения графика « S_a-S_d » при коэффициенте пластичности $\mu=1$ с прямой, выхо-

дящей из начала координат и соответствующей периоду $T=1.18$ с > 0.5 с, будет соответствовать упругому перемещению d_{et} , равному нелинейному перемещению d_{max} , согласно критерию Chopra – Newmark [Chopra, 2005; Newmark, Hall, 1982].

Графически точка, соответствующая искомому перемещению при интенсивности сотрясения 7 баллов, расположена между нелинейными спектрами реакции с коэффициентами пластичности $\mu=3$ и $\mu=2$; при 8 баллах – между спектрами реакции с $\mu=6$ и $\mu=4$ и при 9 баллах – точка расположена ниже кривой с $\mu=6$ (отсутствует на графиках).

6. ПРОГРАММА «ДИНАМИКА–МРЗ» НЕЛИНЕЙНОГО РАСЧЕТА ЗДАНИЙ НА АКСЕЛЕРОГРАММЫ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

Программа «Динамика–МРЗ» предназначена для нелинейного расчета зданий на акселерограммы землетрясений [Berzhinsky et al., 2016]. В качестве расчетной динамической модели РДМ принята модель сложного упругопластического деформирования механической системы с двумя степенями свободы с характеристиками, соответствующими диаграмме Прандтля, которая описана в работе проф. Ю.Л. Рутмана [Rutman, 2012]. Изменение состояния математической модели описывается уравнениями движения [Clough, Penzien, 1975]. В зависимости от внешнего воздействия, заданного в виде оцифрованных акселерограмм землетрясений, состояние системы может находиться либо в стадии упругой работы конструкций, либо в упругопластической стадии.

Реакция системы на горизонтальные сейсмические воздействия определяется из уравнения поверхности текучести и представлена, с использованием программы Golden Software Grapher [Hairer et al., 1993; Brown, Hindmarsh, 1989], в графическом виде в форме эллипса. Графики позволяют выявить качественные эффекты динамического процесса деформирования упругопластической системы.

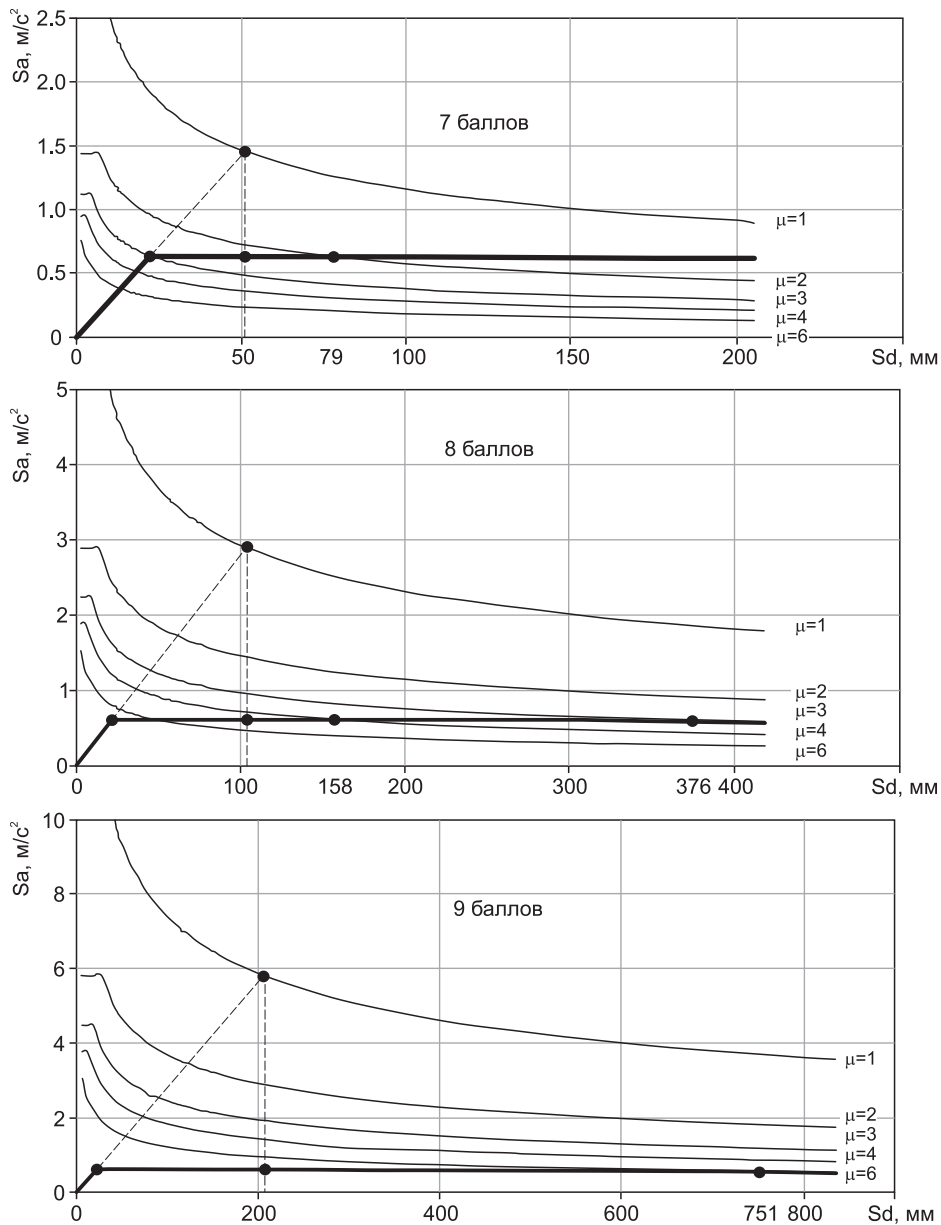


Рис. 2. Определение нелинейных перемещений одномассовой модели 9-этажной блок-секции жилого дома серии 111 с периодом колебаний $T=1.18$ с и пределом текучести $a_T=0.63$ m/s^2 на основе графиков нелинейных спектров реакции « $S_a - S_d$ » для грунтов I и II категории по сейсмическим свойствам (СП 14.13330.2018) при интенсивности землетрясения 7–9 баллов по шкале MSK-64.

Fig. 2. Estimated nonlinear displacements of the single-mass model of a Series 111 nine-story block section with oscillation period $T=1.18$ and yield strength $a_T=0.63$ m/s^2 on the basis of the curves of nonlinear spectra of $S_a - S_d$ reaction for soils of Categories I and II considering seismic properties (Construction Standard 14.13330.2018) for an earthquake magnitude of 7–9 points (MSK -64 scale).

Нелинейный динамический расчет 9-этажной блок-секции серии 111 на акселерограммы станции Гукасян. Характерной особенностью 9-этажной блок-секции серии 111 является различие горизонтальной жесткости здания по направлению его главных осей. При этом горизонтальная жесткость в направлении несущих рам каркаса меньше, чем в направлении, в котором установлены железобетонные диафрагмы.

Для расчета блок-секции по программе «Динамика-МРЗ» принята модель с одинаковыми силовыми характеристиками в направлении главных осей X и Y здания, заданными диаграммой Прандтля (см. рис. 1, а), с горизонтальной жесткостью, соответствующей равному направлению каркаса [Nijad, 2014].

В качестве сейсмического воздействия использована двухкомпонентная запись акселерограмм

Т а б л и ц а 4. Сравнение результатов расчета 9-этажной блок-секции серии 111 по методу «Pushover analysis» и прямого динамического расчета на акселерограммы станции Гукасян

Т а б л е 4. Comparison of the calculation results for the Series 111 nine-storey block section according to the pushover analysis method and direct dynamic calculations using accelerograms of the Ghukasyan station

№	Наименование параметров	Обозначения параметров	7 баллов		8 баллов		9 баллов	
			Pushover analysis	Расчет на акселерограммы	Pushover analysis	Расчет на акселерограммы	Pushover analysis	Расчет на акселерограммы
1	Расчетное ускорение основания	$a_g, M/c^2$	1.0	1.0	2.0	2.0	4.0	4.0
2	Максимальная деформация одномассовой неупругой системы	d_{max}, M	0.0514	0.038	0.103	0.084	0.206	0.280
3	Период колебаний, соответствующий максимальной деформации	T_k, c	1.79	1.54	2.54	2.29	3.59	4.18
4	Отношение периодов колебаний, $T_T=1.18 c$	T_k/T_T	1.52	1.31	2.15	1.94	3.04	3.54
5	Коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий	K_I	0.43	0.59	0.22	0.27	0.11	0.08
6	Коэффициент пластичности, коэффициент редукции	μ R_μ	2.3	1.7	4.6	3.8	9.2	12.5
7	Остаточные перемещения	$d_{ост}, мм$	-	8	-	42	-	226
8	Максимальный межэтажный перекося	$\Delta_{общ}$	0.023	0.017	0.047	0.038	0.093	0.127
9	Максимальный неупругий межэтажный перекося	$\Delta_{неупр}$	0.013	0.007	0.037	0.028	0.083	0.117
10	Оценка степени повреждений серии 111 по отношению периодов колебаний T_k/T_T согласно И.Ф. Ципенюку [Tsipenyuk, 1988]	T_k/T_T d	$1.5 < 1.52 < 1.8$ $d=2$	$1.25 < 1.31 < 1.5$ $d=1$	$1.8 < 2.15 < 2.4$ $d=3$	$1.8 < 1.94 < 2.4$ $d=3$	$3.9 > 2.4$ $d=4$	$3.54 > 2.4$ $d=4$
11	Степень повреждения зданий серии 111 по данным макросейсмического обследования после Спитакского землетрясения [Conclusion..., 1989]		$d=1-2$ Блок-секции пригодны к эксплуатации после ремонта	8 Блок-секции пригодны к эксплуатации после ремонта	$d=2.0-3.5$ Блок-секции подлежат восстановлению с усилением конструкций	$d=3$ Блок-секции подлежат восстановлению с усилением конструкций	$d=3.5-5.0$ Обрушение блок-секций, восстановлению не подлежат, снос зданий	

(горизонтальные компоненты) основного толчка и первого афтершока Спитакского землетрясения, зарегистрированных на сейсмостанции Гукасян [Khachiyani, 2018] и масштабированных до уровня максимальных амплитуд ускорений 1–2–4 м/с² соответственно для 7–8–9 баллов.

Результаты динамического расчета представлены в таблице 4 и в виде графиков на рисунках 3 и 4, где размерность перемещений указана в метрах, силы – в тонна-силах (тс), время сейсмического воздействия – в секундах.

7. КРИТЕРИИ ОЦЕНКИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ

Оценка сейсмостойкости зданий базируется на принципах допущения пластических деформаций при сейсмических воздействиях.

Критерий оценки сейсмостойкости по соотношению конечного и начального периодов колебаний основного тона. Наиболее устойчивые показатели при изучении зависимости между физическим состоянием зданий и их динамическими характеристиками дает период (частота) собственных колебаний [Zolotkov, 2010]. В результате анализа натуральных динамических испытаний строительных объектов установлено, что с увеличением объема повреждений конструкций растет и величина периода собственных колебаний зданий. Так, период колебаний крупнопанельных зданий к моменту их разрушения увеличивается в 2.0–2.5 раза, период колебаний каркасных зданий без стенового заполнения также увеличивается в 2 раза и более по сравнению с начальным значением периода собственных колебаний.

И.Ф. Ципенюк [Tsipenyuk, 1988] предложил следующие соотношения конечного периода колебаний и его начального значения T_k/T_n для крупнопанельных зданий:

- при 1-й степени повреждений – 1.25–1.50;
- при 2-й степени повреждений – 1.5–1.8;
- при 3-й степени повреждений – 1.8–2.4;
- при 4-й степени повреждений – >2.4.

Однако зависимость $C=f(T)$, описывающая связь между физическим состоянием здания (C) и периодом его собственных колебаний (T), не нормирована.

В зданиях с повреждениями 1–2-й степени режим эксплуатации не нарушается, но желателен косметический или текущий ремонт помещений. При повреждениях в интервале степеней $2 < d_{cp} < 3.5$ необходимы работы по восстановлению здания с сейсмоусилением его несущих конструкций; при повреждениях $3.5 < d_{cp} < 5$ -й степени восстановление зданий нецелесообразно, и они подлежат сносу.

Критерии оценки сейсмостойкости зданий по результатам вибрационных испытаний [Scientific and Technical Report..., 1985]. Если при достижении нормативного уровня нагружения в элементах сооружения визуально не будут обнаружены трещины или повреждения и значение периода свободных колебаний T здания увеличится по сравнению с его начальным значением не более чем в 1.3 раза, то можно считать, что сейсмостойкость такого сооружения при нормативных воздействиях обеспечивается.

Если при действии на здание нагрузкой, в 1.5–2.0 раза превышающей нормативный уровень, в его несущих элементах повреждений визуально не обнаружится, а период собственных колебаний T увеличится не более чем в 1.5 раза, то можно считать, что сейсмостойкость такого сооружения обеспечивается при сейсмических воздействиях, превосходящих нормативные значения.

Критерий состояния жилых домов серии 111 по коэффициенту поведения. С современной точки зрения здание, конструкции которого не обладают достаточной пластичностью, не является сейсмостойким. Ранее указывалось, что в Еврокоде 8 способность здания к рассеиванию энергии и работе в условиях пластического деформирования его конструкций учитывается коэффициентом поведения q .

Для конструкций стальных и железобетонных каркасных зданий, классифицированных как «слабо рассеивающие», в предельном их состоянии значение коэффициента поведения q с учетом запаса прочности может быть принято одинаковым, в диапазоне 1.5–2.0 по [Design..., 2004]. Эти рекомендации относятся и к коэффициенту редукции R_μ .

8. ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЖИЛЫХ ДОМОВ СЕРИИ 111

На основании расчетно-теоретических исследований, результаты которых приведены в таблице 4, можно сделать следующие выводы о соответствии жилых домов серии 111 требованиям обеспечения безопасности сооружения.

Оценка состояния жилых домов серии 111 по критерию И.Ф. Ципенюка [Tsipenyuk, 1988]. При действии землетрясения интенсивностью 7 баллов степень повреждения блок-секции составит $d=1-2$, что соответствует уровню «допустимых» повреждений, безопасных для жизни людей. Здание пригодно к нормальной эксплуатации.

При действии землетрясения интенсивностью 8 баллов степень повреждения конструкций здания достигает $d=3$ – «тяжелые» повреждения, однако в целом обеспечивается пространственная устойчи-

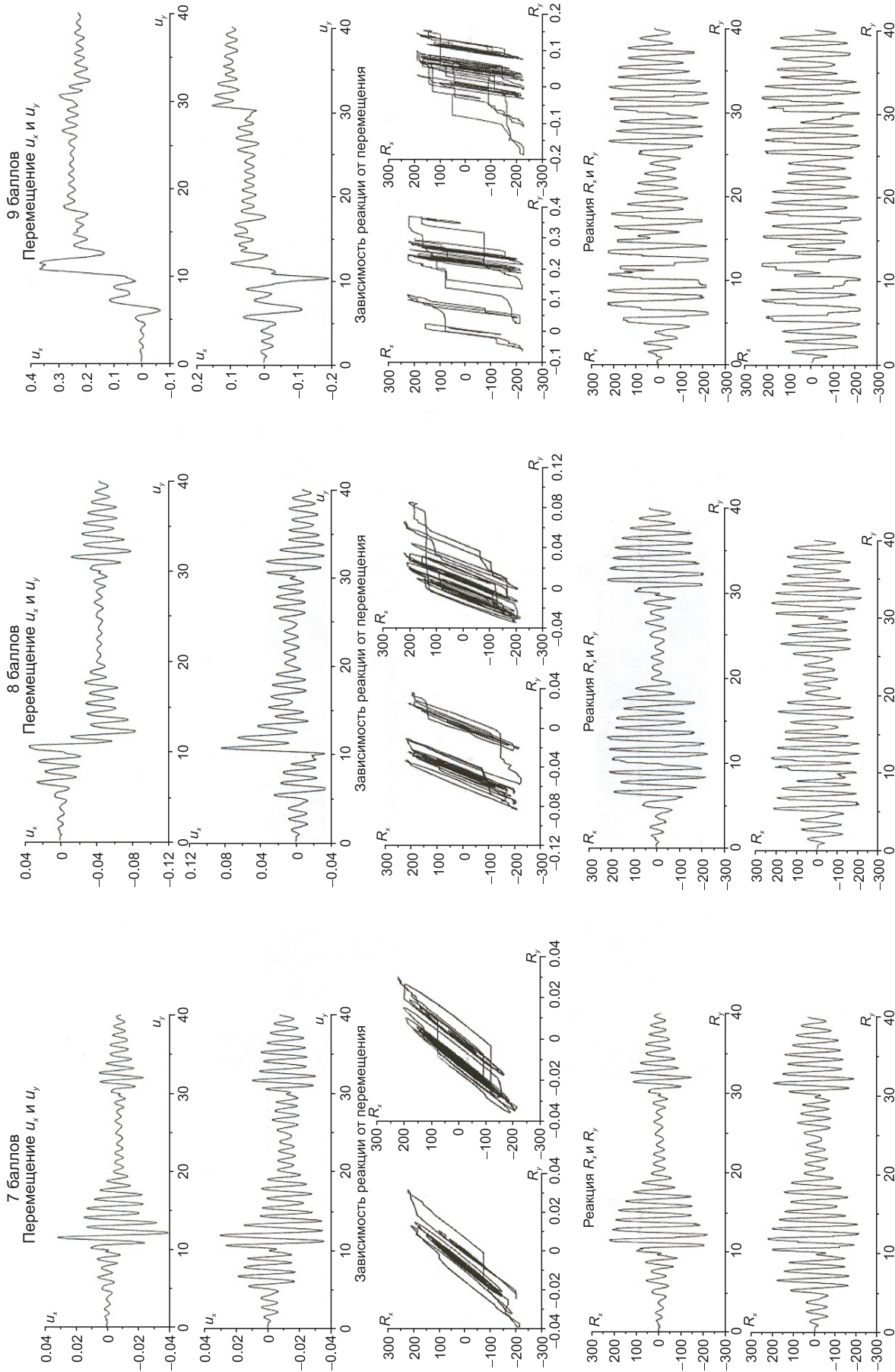


Рис. 3. Результаты динамического расчета модели 9-этажной блок-секции жилого дома серии 111 на воздействие масштабированной до уровня 7–9 баллов двухкомпонентной акселерограммы (ст. Гукасян).

Fig. 3. Dynamic calculations of the model of a Series 111 nine-story block section, considering an impact of a two-component acceleroqram scaled to the level of 7–9 points (Ghukasyan station).

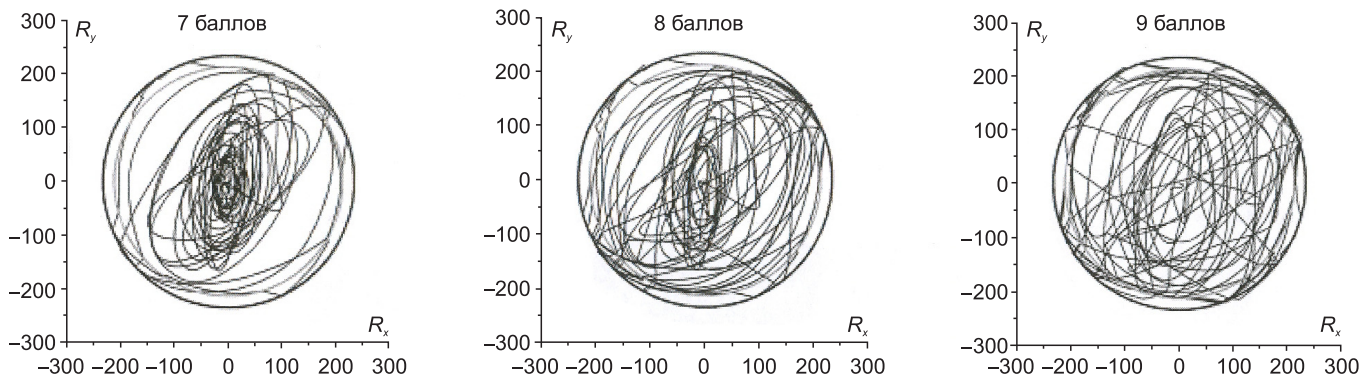


Рис. 4. Фазовый портрет динамической системы при воздействии акселерограммы (ст. Гукасян).

Fig. 4. Phase portrait of a dynamic system under the impact of an accelerogram (Ghukasyan station).

вость сооружения, сохранность жизни людей, ценного оборудования и инфраструктуры, необходимой для ликвидации последствий землетрясения. Зданию необходимо восстановление с сейсмоусилением основных несущих конструкций.

Расчетное значение степени повреждения $d=3$ соответствует данным макросейсмического обследования зданий этой серии после землетрясения на территории г. Ванадзора (Кировакан), где интенсивность землетрясения, согласно интегральной оценке, составила 8 баллов. На рис. 5 в графической форме представлены распределения средних степеней повреждения жилых домов серии 111 для г. Ванадзора и г. Гюмри (Ленинакан), разница между которыми, по данным обследования последствий землетрясения [Conclusion..., 1989], равна целой градации степени повреждений по шкале MSK-64.

При интенсивности воздействия землетрясения 9 баллов степень повреждения достигает $d=4$ («частичные разрушения»), что соответствует потере пространственной устойчивости сооружения, разрушению инженерной инфраструктуры и представляет опасность для жизни людей. Здание подлежит сносу.

Расчетные значения степени повреждения блок-секции не расходятся с данными о повреждениях обследованных жилых домов серии 111 в г. Ленинакане после Спитакского землетрясения. Ранее отмечалось, что согласно интегральной оценке интенсивность сотрясений в пределах г. Ленинакана составила 8.5–9.0 балла. Впоследствии 90 % каркасно-панельных зданий серии 111 в результате полученных повреждений были снесены. Однако в том же г. Ленинакане ни одно из шестнадцати крупнопанельных 9-этажных жилых домов серии А1-451кп не обрушилось (рис. 6), а их повреждения не превысили 1-й степени («легкие» повреждения). Эксплуатация этих зданий после косметического ремонта была продолжена [Conclusion..., 1989].

По результатам нелинейных расчетов при интенсивности землетрясения 9 баллов к моменту обрушения 9-этажной блок-секции изменение отношения периодов собственных колебаний T_k/T_T составило 3.0–3.5 раза, максимальные перемещения в уровне верхнего перекрытия – 29–40 см, остаточные перемещения – 32 см. После землетрясения 1988 г. в г. Ленинакане сохранившееся 9-этажное здание серии 111 получило повреждение $d>4$ -й степени и подлежало сносу, остаточное

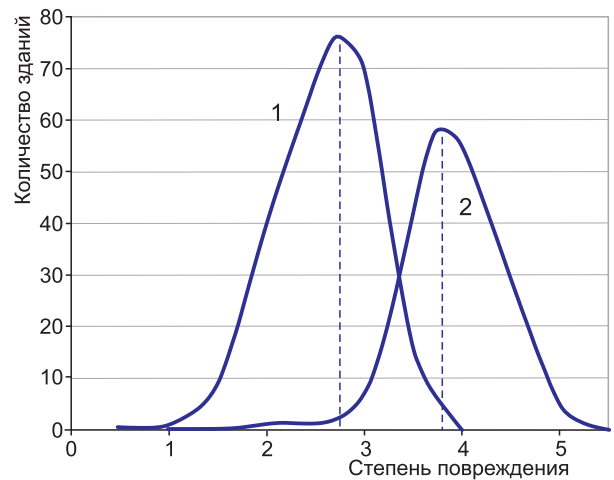


Рис. 5. Графики распределения степеней повреждения в жилых домах серии 111 при Спитакском землетрясении: 1 – г. Ванадзор (Кировакан), средняя степень повреждения $d_{cp}^B = 2.7$; 2 – г. Гюмри (Ленинакан), средняя степень повреждения $d_{cp}^Г = 3.7$ (по данным [Conclusion..., 1989]).

Fig. 5. Degrees of damage to Series 111 residential buildings due to the Spitak earthquake: 1 – Vanadzor (Kirovakán), average damage $d_{cp}^B = 2.7$; 2 – Gyumri (Leninakan), average damage $d_{cp}^Г = 3.7$ (after [Conclusion..., 1989]).



Рис. 6. Повреждения каркасно-панельных жилых домов серии 111 в г. Ленинакане; на заднем плане – крупнопанельные жилые дома серии А1-451кп, перенесшие Спитакское землетрясение практически без повреждений.

Fig. 6. Damage to Series 111 frame-panel residential buildings in the city of Leninakan; in the background, Series A1-451kp large-panel residential buildings that remained after the Spitak earthquake with virtually no damage.

отклонение верха сооружения составило 65 см [Birbraer, Roleder, 2009].

Следует отметить, что размеры полных и остаточных деформаций при воздействии расчетных нагрузок $S_{расч}$ нормами не установлены, поэтому принимать их рекомендуется на основе опыта эксплуатации конструкций и анализа их работы под нагрузкой.

Оценка сейсмостойкости зданий и сооружений по изменению периода резонансных колебаний при вибрационных испытаниях. В результате вибрационных испытаний опытной 9-этажной блок-секции уровень инерционной нагрузки на здание достиг 830–1100 кН, что сопоставимо по величине с расчетной 6-балльной сейсмической нагрузкой $S_{расч}=920$ кН. Для сравнения отметим, что уровень 8-балльной сейсмической нагрузки, определенный по нормам СНиП II-A.12-69* [Construction..., 1977, 2018], оценивался в $S_{расч}=3670$ кН. Приращение периода колебаний опытной блок-секции после испытаний T_k/T_n составило 1.3–1.4 раза. Визуально были обнаружены повреждения в несущих элементах объекта, повлиявшие на снижение жесткости всего здания при сравнительно малых его колебаниях.

Уровень сейсмостойкости 9-этажных жилых домов серии 111, согласно первому критерию сейсмостойкости, не превышает 6 баллов, следовательно,

дефицит сейсмостойкости составляет более 2 баллов.

Оценка состояния жилых домов серии 111 по коэффициенту редукции. Коэффициент редукции $R_\mu=2.3$ (табл. 5), полученный в результате расчета по методу «pushover analysis» при интенсивности 7 баллов превышает допустимые предельные значения. Отсюда предполагаем, что, с учетом способности конструкций и узлов здания работать в условиях пластических деформаций, сейсмостойкость 9-этажной блок-секции можно оценить на уровне менее 7 баллов, а дефицит сейсмостойкости – более одного балла.

Таким образом, согласно ретроспективному анализу поведения 9-этажных каркасно-панельных жилых домов серии 111 при землетрясении 07.12.1988 г. уровень их сейсмостойкости не может превышать 6.0–6.5 балла по шкале MSK-64 при внешнем воздействии 8.5–9.0 балла. Следовательно, дефицит сейсмостойкости зданий составил 2.5 балла.

9. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Типовые проекты блок-секций многоэтажных жилых домов серии 111, разработанные в 1975 г. в АрмНИИСА и Армгоспроекте, предназначались для

Т а б л и ц а 5. Результаты оценки уровня сейсмостойкости жилых домов серии 111 по трем критериям
 Table 5. Estimated levels of seismic resistance of the Series 111 residential buildings according to three criteria

Оцениваемые параметры	Критерии оценки		
	По соотношению конечного и начального периода собственных колебаний, T_k/T_n	По изменению периода резонансных колебаний при вибрационных испытаниях, $T_{\max}^{\text{рез.}}/T_{\text{нач.}}^{\text{рез.}}$	По величине коэффициента редукции, R_{μ}
Фактическая сейсмостойкость	6–7 баллов	6 баллов	<7 баллов
Дефицит сейсмостойкости, D	$D=2.0-2.5$ балла	$D=2$ балла	$D>1.5-2.0$ баллов

строительства в Армянской ССР на площадках с сейсмичностью 7–8 баллов. Проведенные в 1976 г. в г. Ереване вибрационные испытания 9-этажной блок-секции этой серии показали, что фактическая сейсмостойкость зданий не соответствовала действующим тогда нормам. Игнорирование результатов вибрационных испытаний привело к тотальному обрушению жилых домов этой серии при Спитакском землетрясении 7 декабря 1988 г.

В Заключении государственной комиссии 1989 г. дословно сказано: «Характер нарушений норм и данные поверочных расчетов свидетельствуют, что принятые конструктивные решения жилых домов и общежитий серии 111 не отвечают требованиям СНиП II-A.12-69* и СНиП II-7-81 для зданий с расчетной сейсмичностью 8 баллов. Проекты не могут применяться для строительства в сейсмических районах без коренной переработки».

Расхождение между фактической сейсмостойкостью жилых домов серии 111 и их проектными показателями обусловлено комплексом причин, подробно проанализированных в Заключении госкомиссии [Conclusion..., 1989]. Причиной катастрофических последствий Спитакского землетрясения явилось крайне неблагоприятное сочетание следующих факторов: превышения интенсивности воздействия и значительного снижения сейсмостойкости зданий из-за наличия в них дефектов, допущенных при проектировании и, особенно, при их строительстве. Последние два фактора (низкое качество проектирования и строительства) сыграли решающую роль в катастрофических последствиях землетрясения. В Заключении госкомиссии

отмечены также низкая квалификация инженерно-технического персонала и рабочих в части обеспечения норм сейсмостойкого строительства, неудовлетворительное осуществление технического и авторского надзора со стороны заказчиков и проектных организаций.

К сожалению, прежнее руководство строительной отраслью республики не использовало результаты испытаний для принятия срочных мер по изменению ситуации в Армении, а Госкомархитектуры (комитет системы бывшего Госстроя СССР) фактически дал разрешение на продолжение строительства несейсмостойких жилых домов серии 111 с незначительными замечаниями.

Результаты ретроспективного анализа, выполненного авторами статьи на основе экспериментальных данных, не только подтвердили выводы государственной комиссии, но и позволили установить механизм перехода блок-секции серии 111 в предельное состояние.

10. БЛАГОДАРНОСТИ

Авторы выражают благодарность д.ф.-м.н., профессору Ф.Ф. Аптикаеву за предоставленные записи инструментальных акселерограмм на ст. Гукасян, к.т.н. Г.Н. Ашкинадзе за предоставленные материалы по вибрационным испытаниям блок-секции серии 111, проведенным лабораторией прочностных испытаний ЦНИИЭП жилища в г. Ереване в 1976 г. Работа выполнена при частичной поддержке РФФИ (проект № 18-07-00587).

11. ЛИТЕРАТУРА / REFERENCES

- Ashkinadze G.N., Sokolov M.E. (Eds.), 1988. Reinforced Concrete Walls of Earthquake-Resistant Buildings. Research and Design Basics. Stroyizdat, Moscow, 501 p. (in Russian) [Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследования и основы проектирования / Ред. Г.Н. Ашкинадзе, М.Е. Соколов. М.: Стройиздат, 1988. 501 с.].
- Berzhinsky Yu.A., Gornov A.Yu., Finkelstein E.A., Ordynskaya A.P., 2016. The program for calculation of complex elastic-plastic deformation of mechanical systems with multiple degrees of freedom. *Information and mathematical technologies in science and management* (2), 62–70 (in Russian) [Бержинский Ю.А., Горнов А.Ю., Финкельштейн Е.А.,

- Ордынская А.П. Программа расчета упругопластического деформирования механической системы с несколькими степенями свободы // *Информационные и математические технологии в науке и управлении*. 2016. № 2. С. 62–70].
- Birbraer A.N., Roleder A.J., 2009. Extreme Impacts on Structures. Politechnical University Publishing House, Saint-Petersburg, 594 p. (in Russian) [Бирбраер А.Н., Роледер А.Ю. Экстремальные воздействия на сооружения. СПб.: Политехнический университет, 2009. 594 с.].
- Brown P.N., Hindmarsh A.C., 1989. Reduced storage matrix methods in stiff ODE systems. *Applied Mathematics and Computation* 31, 40–91. [https://doi.org/10.1016/0096-3003\(89\)90110-0](https://doi.org/10.1016/0096-3003(89)90110-0).
- Chopra A.K., 2005. Earthquake Dynamics of Structures. Second edition. University of California, Berkeley, 129 p.
- Clough R., Penzien J., 1975. Dynamics of Structures. McGraw-Hill Book Company, New York, 634 p. [Русский перевод: Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. М.: Наука, 1979. 320 с.].
- Conclusion of the State Commission on the quality of design and construction of residential buildings of mass series and public buildings in the northern regions of the Armenian SSR, the reasons for their destruction and proposals for improving the practice of design and construction in areas with high seismicity, 1989. The State Commission was established by the USSR Council of Ministers, Decree No. 2546r of December 21, 1988. Moscow, 116 p. (in Russian) [Заключение государственной комиссии о качестве проектирования и строительства жилых домов массовых серий и общественных зданий в северных районах Армянской ССР, причинах их разрушения и предложения по совершенствованию практики проектирования и строительства в районах с высокой сейсмичностью. Государственная комиссия создана распоряжением СМ СССР от 21 декабря 1988 г., № 2546р. М., 1989. 116 с.].
- Construction in Seismic Areas, 1977. SNiP II-A.12-69*. Stroyizdat, Moscow, 70 p. (in Russian) [Строительство в сейсмических районах. СНиП II-A.12-69*. М.: Стройиздат, 1977. 70 с.].
- Construction in Seismic Areas, 2018. SNiP 14.13330.2018. Ministry of Regional Development of Russia, Moscow, 87 p. (in Russian) [Строительство в сейсмических районах. СП 14.13330.2018. М.: Минрегион России, 2018. 87 с.].
- Design of structures for earthquake resistance, 2004. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. EN 1998-1: Eurocode 8. European Committee for Standardization, Brussels, 232 p.
- Hairer E., Nørsett S., Wanner G., 1993. Solving Ordinary Differential Equations. Nonstiff Problems. Springer, Berlin, 528 p.
- Khachiyani E.E., 2018. Spitak earthquake of December 7, 1988: the main seismological characteristics and analysis of its destructive consequences (to the thirtieth anniversary of the earthquake). *Earthquake Engineering. Safety of Structures* (4), 9–30 (in Russian) [Хачиян Э.Е. Спитакское землетрясение 7 декабря 1988 года: основные сейсмологические характеристики и анализ его разрушительных последствий (к тридцатилетию землетрясения) // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2018. № 4. С. 9–30].
- Movsesyan L.A., Papyan V.V., 1976. Reinforced concrete structures of Series 111 residential buildings for construction in seismic regions of the Armenian SSR. *Earthquake Engineering* (1), 3–6 (in Russian) [Мовсисян Л.А., Папян В.В. Железобетонные конструкции жилых зданий серии 111 для строительства в сейсмических районах Армянской ССР // *Сейсмостойкое строительство*. 1976. № 1. С. 3–6].
- Nemchinov Yu.I., 2008. Earthquake Resistance of Buildings and Structures. Research Institute of Construction Structures of the Ministry of Regional Development of Ukraine, Kiev, 480 p. (in Russian) [Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. Киев: НИИСК Минрегионстроя Украины, 2008. 480 с.].
- Newmark N.M., Hall W.J., 1982. Earthquake Spectra and Design. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 103 p.
- Nijad Amr Yahya Rajah, 2014. The Method of Calculating Frame Structures for the Maximum Calculated Earthquake Using an Elastoplastic Macromodel. Brief PhD Thesis (Candidate of Technical Sciences). St. Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, St. Petersburg, 17 p. (in Russian) [Ниджад Амр Яхья Раджех. Метод расчета рамных конструкций на максимальное расчетное землетрясение с использованием упругопластической макромоделли: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. СПб.: Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2014. 17 с.].
- Rutman Y.L., 2012. Model of complex elastoplastic deformation of a mechanical system with several degrees of freedom. *Vestnik Grazhdanskikh Inzhenerov* (Bulletin of Civil Engineers) (1), 117–120 (in Russian) [Рутман Ю.Л. Модель сложного упругопластического деформирования механической системы с несколькими степенями свободы // *Вестник гражданских инженеров*. 2012. № 1. С. 117–120].
- Scientific and Technical Report, 1985. To Develop a Guide for Conducting Experimental Studies of Buildings Using Inertial Vibration Machines Aimed at Determining the Reserves of the Bearing Capacity of Structures. V.A. Kucherenko Central Research Institute of Construction Structures (TsNIISK), Moscow, 363 p. (in Russian) [Научно-технический отчет по теме «Разработать руководство по проведению экспериментальных исследований зданий с помощью вибрационных машин инерционного действия, направленных на определение резервов несущей способности сооружений. М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1985. 363 с.].
- Tsipenyuk I.F., 1988. Damage and reliability of large-panel buildings under seismic effects. In: Studies of Seismic Hazard. Problems of Engineering Seismology, vol. 29. Nauka, Moscow, p. 141–153 (in Russian) [Ципенюк И.Ф. Повреждаемость и надежность крупнопанельных зданий при сейсмических воздействиях // Исследования по сейсмической опасности. Вопросы инженерной сейсмологии. Вып. 29. М.: Наука, 1988. С. 141–153].

- Wyllie L.A., Filson J.R. (Eds.), 1989. Armenia Earthquake Reconnaissance Report (*Earthquake Spectra*, Special Supplement). Earthquake Engineering Research Institute, 175 p.
- Zolotkov A.S., 2010. Diagnostics of the physical condition of buildings by their dynamic characteristics. *Earthquake-Engineering. Safety of Structures* (6), 31–33 (in Russian) [Золотков А.С. Диагностика физического состояния зданий по их динамическим характеристикам // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2010. № 6. С. 31–33].

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ | INFORMATION ABOUT AUTHORS

Юрий Анатольевич Бержинский

канд. геол.-мин. наук

Институт земной коры СО РАН
664033, Иркутск, ул. Лермонтова, 128, Россия

✉ e-mail: berj@crust.irk.ru

Yurii A. Berzhinsky

Candidate of Geology and Mineralogy

Institute of the Earth's Crust, Siberian Branch of RAS
128 Lermontov street, Irkutsk 664033, Russia

Алиса Павловна Ордынская

канд. геол.-мин. наук

Институт земной коры СО РАН
664033, Иркутск, ул. Лермонтова, 128, Россия

e-mail: ordinska@crust.irk.ru

Alisa P. Ordynskaya

Candidate of Geology and Mineralogy

Institute of the Earth's Crust, Siberian Branch of RAS
128 Lermontov street, Irkutsk 664033, Russia

Лидия Петровна Бержинская

канд. техн. наук

Институт земной коры СО РАН
664033, Иркутск, ул. Лермонтова, 128, Россия

Иркутский национальный исследовательский
технический университет
664074, Иркутск, ул. Лермонтова, 83, Россия

e-mail: berjnska@crust.irk.ru

Lidia P. Berzhinskaya

Candidate of Technical Sciences

Institute of the Earth's Crust, Siberian Branch of RAS
128 Lermontov street, Irkutsk 664033, Russia

Irkutsk National Research Technical University
83 Lermontov street, Irkutsk 664074, Russia

Александр Юрьевич Горнов

докт. техн. наук

Институт динамики систем и теории управления
им. В.М. Матросова СО РАН
664033, Иркутск, ул. Лермонтова, 134, Россия

e-mail: gornov@icc.ru

Aleksander Yu. Gornov

Doctor of Technical Sciences

V.M. Matrosov Institute for System Dynamics and Control Theory,
Siberian Branch of RAS
134 Lermontov street, Irkutsk 664033, Russian

Евгения Александровна Финкельштейн

канд. техн. наук

Институт динамики систем и теории управления
им. В.М. Матросова СО РАН
664033, Иркутск, ул. Лермонтова, 134, Россия

e-mail: finkel@icc.ru

Evgenia A. Finkelshtein

Candidate of Technical Sciences

V.M. Matrosov Institute for System Dynamics and Control Theory,
Siberian Branch of RAS
134 Lermontov street, Irkutsk 664033, Russian