

**«СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО.
БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ»**

Главный редактор

Ведяков И. И., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Заместитель главного редактора

Бубис А. А. (Москва, Российская Федерация)

Ответственный секретарь редколлегии

Смирнова Л. Н., кандидат технических наук (Москва, Российская Федерация)

Редакционная коллегия

Акулов Н. И., доктор геолого-минералогических наук (Иркутск, Российская Федерация)

Алешин А. С., доктор физико-математических наук (Москва, Российская Федерация)

Белаш Т. А., доктор технических наук, профессор (Санкт-Петербург, Российская Федерация)

Бержинский Ю. А., кандидат геолого-минералогических наук (Иркутск, Российская Федерация)

Вада Акира, доктор, профессор (Токио, Япония)

Вознесенский Е. А., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Гусев Б. В., доктор технических наук, профессор, член-корреспондент РАН (Москва, Российская Федерация)

Захаров В. С., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Ильичев В. А., доктор технических наук, профессор, Академик РААСН (Москва, Российская Федерация)

Клементе Паоло, доктор, профессор (Рим, Италия)

Кривцов Ю. В. доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Лапин В. А., кандидат технических наук, профессор (Алматы, Республика Казахстан)

Немчинов Ю. И., доктор технических наук, профессор (Киев, Республика Украина)

Норузинежад Фарсанги Исан, доктор, профессор (Керман, Иран)

Павленко О. В., доктор физико-математических наук, (Москва, Российская Федерация)

Римшин В. И. доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Севостьянов В. В., кандидат геолого-минералогических наук (Москва, Российская Федерация)

Семенов В. А., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Тонких Г. П., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Тяпин А. Г., доктор технических наук (Москва, Российская Федерация)

Уздин А. М., доктор технических наук, профессор (Санкт-Петербург, Российская Федерация)

Хакимов Ш. А., кандидат технических наук, профессор (Ташкент, Республика Узбекистан)

Хачиян Э. Е., доктор технических наук, профессор (Ереван, Республика Армения)

Чевереv В. Г., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Чимелларо Джан Паоло, адъюнкт-профессор (Турин, Италия)

Эмри И., доктор, профессор (Любляна, Республика Словения)

«EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY»

Editor-in-Chief

Vedyakov I. I., DSc, Professor, (Moscow, Russian Federation)

Deputy editor-in-Chief

Bubis A. A., (Moscow, Russian Federation)

Academic Secretary

Smirnova L. N., PhD (Moscow, Russian Federation)

Editorial board

Akulov N. I., DSc in Geology, Professor (Irkutsk, Russian Federation)

Aleshin A. S., DSc in Mathematics and Physics, Professor (Moscow, Russian Federation)

Belash T. A., DSc, Professor (Saint-Petersburg, Russian Federation)

Berzhinskii Yu. A., PhD in Geology, Professor (Irkutsk, Russian Federation)

Wada Akira, PhD, Professor Emeritus (Tokyo, Japan)

Voznesenskii E. A., DSc in Geology, Professor
(Moscow, Russian Federation)

Gusev B. V., DSc, Professor, Corresponding Member of the Russian Academy of Sciences (Moscow, Russian Federation)

Zakharov V. S., DSc in Geology, Professor (Moscow, Russian Federation)

Il'ichev V. A., DSc, Professor, Academician of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Russian Federation)

Clemente Paolo, PhD, Professor (Rome, Italy)

Krivtsov Yu. V. DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Lapin V. A., PhD, Professor (Almaty, Republic of Kazakhstan)

Nemchinov Yu. I., DSc, Professor (Kiev, Ukraine)

Noroozinejad Farsangi Ehsan, PhD of Civil Engineering, Professor (Kerman, Iran)

Pavlenko O. V., DSc in Mathematics and Physics
(Moscow, Russian Federation)

Rimshin V. I., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Sevost'yanov V. V., PhD in Geology, Professor
(Moscow, Russian Federation)

Semenov V. A., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Tonkikh G. P., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Tyapin A. G., DSc (Moscow, Russian Federation)

Uzdin A. M., DSc, Professor (Saint-Petersburg, Russian Federation)

Khakimov Sh., PhD, Professor (Tashkent, Republic of Uzbekistan)

Khachiyan E. E., DSc, Professor (Yerevan, Republic of Armenia)

Cheverev V. G., DSc in Geology, Professor (Moscow, Russian Federation)

Cimellaro Gian Paolo, Associate Professor (Turin, Italy)

Emri Igor, PhD, Professor (Ljubljana, Republic of Slovenia)

Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений Earthquake Engineering. Constructions Safety

СОДЕРЖАНИЕ

№ 3 – 2020

Тяпин А. Г.

Плоские колебания жесткого сооружения на кинематических опорах Ю. Д. Черепинского

Чернов Ю. Т., Кбейли Джаафар

К расчету конструкций на сейсмические воздействия с учетом изменений конструктивной схемы в процессе колебаний

Хакимов Ш. А.

Новые конструктивные системы жилищно-гражданских зданий и проблемы актуализации сейсмических норм

**Кулов Р. П., Кулов А. Р.,
Кулова Х. Р.**

Эксплуатационная надежность производственных зданий в сейсмически опасных районах

**Лалин В. А., Алдахов Е. С.,
Алдахов С. Д., Али А. Б.**

Вероятностная оценка величин надежности и риска по результатам паспортизации

Об авторах

CONTENTS

№ 3 – 2020

5 Tyapin A. G.

Planar Vibrations of Rigid Structure Resting on Kinematical Supports of Yu. D. Cherepinsky

19 Yury Chernov, Jaafar Qbaily

The Analysis of a Structure Subjected to Seismic Action, Taking into Account the Change in the Structure's Design in the Vibration Process

31 Khakimov Sh. A.

New Constructive Systems of Residential and Civil Buildings and Problems of Actualization of Seismic Norms

44 Kulov R. P., Kulov A. R., Kulova H. R.

Operational Reliability of Industrial Buildings in Seismically Dangerous Areas

**53 Lapin V. A., Aldakhov E. S.,
Aldakhov S. D., Ali A. B.**

Probabilistic Assessment of Reliability and Risk Values by Certification Results

69 About authors

12+
ISSN 2618-9283
(c) РАСС, 2020

УДК: 624.042.7

Плоские колебания жесткого сооружения на кинематических опорах
Ю. Д. Черепинского

Тяпин А. Г.

АО «Атомэнергопроект», Москва, Российская Федерация

Аннотация: В статье выводится уравнение свободных колебаний жесткого сооружения на маятниковых кинематических опорах качения Ю. Д. Черепинского в предположении об их жесткости и об отсутствии проскальзывания при качении, а также уравнение вынужденных колебаний при двухкомпонентном сейсмическом воздействии (одна компонента – горизонтальные ускорения, другая компонента – вертикальные ускорения). Показано, что уравнение свободных колебаний качественно похоже на ранее рассмотренное уравнение свободных колебаний одиночной массивной опоры. Оно является уравнением движения вращательного осциллятора, в котором центр вращения, момент инерции и жесткость меняются в каждый момент времени. Показано, что это уравнение приводится к линейному уравнению колебаний маятника с точностью до второго порядка малости по перемещениям. Линеаризованное уравнение сейсмических колебаний является обобщенным уравнением Матье-Хилла, в котором горизонтальная компонента сейсмического воздействия отвечает за правую часть (она ненулевая, в отличие от традиционного уравнения Матье-Хилла), а вертикальная компонента сейсмического воздействия создает параметрическое возбуждение в левой части. Практически вертикальное ускорение сейсмического воздействия корректирует ускорение свободного падения g , определяющее для маятниковых опор эффективную частоту системы при малых перемещениях. Таким образом, в системе теоретически возможно появление динамической неустойчивости (не приводящее, правда, к бесконечной реакции в силу конечной продолжительности параметрического воздействия). Автор исследует этот эффект на численном примере.

Ключевые слова: сейсмическое воздействие, маятниковые кинематические опоры, уравнения движения

Planar Vibrations of Rigid Structure Resting on Kinematical Supports of Yu. D. Cherepinsky

Tyapin A. G.

JSC Atomenergoproject,
Moscow, Russian Federation

Abstract: The author derives the equation of motion for a structure resting on kinematical pendulum supports of Yu.D.Cherepinsky. Both structure and supports are assumed to be rigid; no sliding is assumed during rolling. Two components of seismic excitation are considered (horizontal one and vertical one). Equation of motion for free vibrations looks like that of the free vibrations for massive pendulum support standing alone (it was studied earlier). It is fact the equation of motion for pendulum, but center of rotation, inertia moment and stiffness are varying with time. This equation may be simplified to the linear one by skipping the second order terms. The equation of motion for seismic response after linearization is the extension of the Mathieu-Hill's equation, where horizontal component is responsible for the right-hand part (in the conventional Mathieu-Hill's equation it is zero), and vertical component creates parametric excitation in the left-hand part. In fact, vertical seismic acceleration modifies gravity acceleration g , which controls the effective natural frequency for pendulum. Thus, there might appear dynamic instability (though without infinite response due to the finite duration of excitation). The author presents numerical example.

Keywords: seismic input, pendulum kinematical supports, equations of motion

DOI [10.37153/2618-9283-2020-3-5-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-5-18)

В прошлой публикации [1] автор рассматривал свободные колебания отдельно стоящей кинематической опоры качения. В данной публикации рассмотрим жесткое сооружение массой M_b , стоящее на n таких опор, причем отрезок от центра опоры до точки B_b шарнирного крепления здания имеет длину L_b относительно центра кривизны опоры. Каждая из опор имеет массу M_s , момент инерции I_s и длину L_s , определяющую положение центра тяжести опоры B_s относительно центра кривизны опоры. Полная масса опор и здания равна $M_t = nM_s + M_b$. Геометрия одной опоры показана на рис.1, взятом из [1]. На нем показана только одна точка B – в этой роли со своими разными L выступают и точка B_b для здания, и точка B_s для опоры.

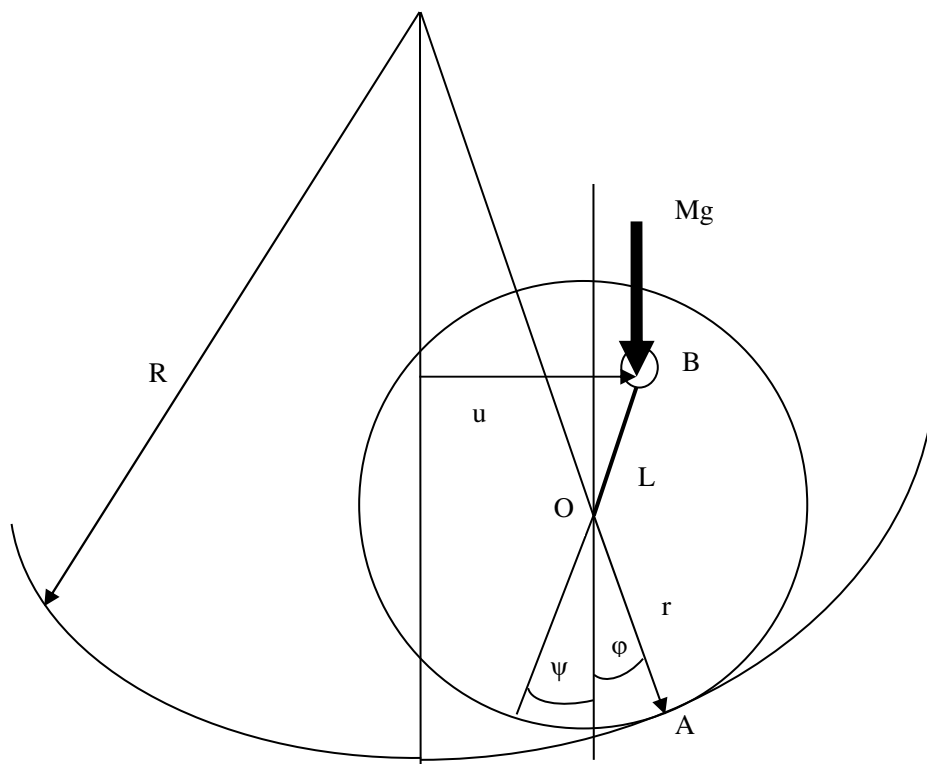


Рисунок 1 – Геометрия одной опоры – это
Figure 1 – Geometry of single support

Радиус кривизны опоры r и радиус кривизны поверхности качения R (а значит, и коэффициент $\alpha=r/(R-r)$, определяемый их соотношением) одинаковы для опоры и здания, поэтому они индексов не имеют. В соответствии с обозначениями [1] оба значения L (L_s для опоры и L_b для здания) отрицательны. Аналогично [1] введем величины высот точек приложения веса в положении покоя для опоры и здания – соответственно $h_s=r+L_s$; $h_b=r+L_b$. Схематично рассматриваемая система показана на рис.2.

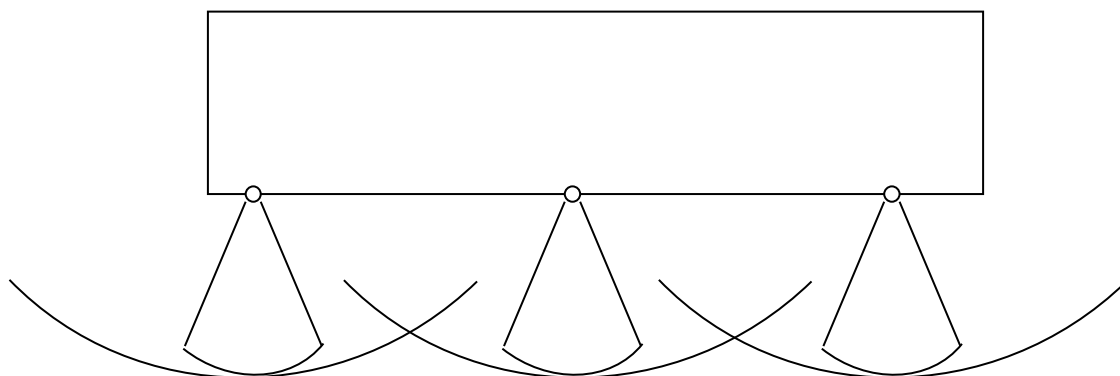


Рисунок 2 – Схема здания на качающихся опорах
Figure 2 – Scheme of building on pendulum supports

В верхней части опор крепление фундамента здания шарнирное, в нижней части круглые опоры катятся без проскальзывания по круглым опорным поверхностям качения. Сами опоры абсолютно жесткие, поверхность качения тоже жесткая.

Кинетическую энергию системы запишем с учетом того, что здание движется поступательно – оно не совершает качательных колебаний, а качаются только опоры. Логично ввести общий эффективный момент инерции системы, учитывающий это обстоятельство: $I_t = nI_0 + nM_s h_s^2 + M_b h_b^2$. Основываясь на выкладках из [1],

$$T = 0.5 \dot{\psi}^2 \{nM_s [r^2 + L_s^2 + 2rL_s \cos(\alpha\psi + \psi)] + nI_0 + M_b [r^2 + L_b^2 + 2rL_b \cos(\alpha\psi + \psi)]\} \quad (1)$$

$$\frac{\partial T}{\partial \dot{\psi}} = \dot{\psi} \{nM_s [r^2 + L_s^2 + 2rL_s \cos(\alpha\psi + \psi)] + nI_0 + M_b [r^2 + L_b^2 + 2rL_b \cos(\alpha\psi + \psi)]\} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\psi}} \right) - \frac{\partial T}{\partial \psi} &= \ddot{\psi} \{nM_s [r^2 + L_s^2 + 2rL_s \cos(\alpha\psi + \psi)] + nI_0 + M_b [r^2 + L_b^2 + 2rL_b \cos(\alpha\psi + \psi)]\} - \\ &- \dot{\psi}^2 (\alpha + 1) \sin(\alpha\psi + \psi) r [nM_s L_s + M_b L_b] = \\ &= \ddot{\psi} \{I_t + 2r(rM_t - h_s nM_s - h_b M_b) [1 - \cos(\alpha\psi + \psi)]\} - \\ &- \dot{\psi}^2 (\alpha + 1) \sin(\alpha\psi + \psi) r [nM_s h_s + M_b h_b - M_t r] \end{aligned} \quad (3)$$

Потенциальная энергия системы запишется так

$$U = nM_s g v_s + M_b g v_b \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial \psi} &= g [r \sin(\alpha\psi) (nM_s + M_b) - (L_b M_b + nL_s M_s) \sin(\psi)] = \\ &= g \{ \alpha r M_t - (L_b M_b + nL_s M_s) + \alpha r M_t \left[\frac{\sin(\alpha\psi)}{\alpha\psi} - 1 \right] - (L_b M_b + nL_s M_s) \left[\frac{\sin\psi}{\psi} - 1 \right] \} \psi = \\ &= g \{ (\alpha + 1) r M_t - h_b M_b - n h_s M_s + \alpha r M_t \left[\frac{\sin(\alpha\psi)}{\alpha\psi} - 1 \right] + (r M_t - h_b M_b - n h_s M_s) \left[\frac{\sin\psi}{\psi} - 1 \right] \} \psi \end{aligned} \quad (5)$$

Как и в [1], тригонометрические выражения в квадратных скобках в формулах (3) и (5) имеют второй порядок малости по перемещениям ψ . Легко проверить, что при нулевой массе здания формулы (3) и (5) превращаются в формулу (21) для одной опоры из [1], умноженную на число опор n .

Уравнение свободных колебаний для здания на кинематических опорах, так же как и уравнение свободных колебаний для отдельно стоящей опоры, может использоваться для валидации расчетной модели путем испытаний с заданием начальных отклонений (но не вибрационных испытаний, см. ниже!). Свободные колебания, записанные во время такого рода испытаний, могут

использоваться также для эмпирического определения коэффициента относительного демпфирования.

Теперь рассмотрим вынужденные колебания здания на маятниковых опорах, ограничившись пока плоским случаем. Предположим, что на опоры и на здание действуют поступательные переносные инерционные силы соответственно U_s , U_b по горизонтали и V_s , V_b по вертикали. Эти силы равны произведениям соответствующих масс (со знаком минус) на горизонтальное ускорение платформы a_u и на вертикальное ускорение a_v . Вычислим обобщенную силу, которая в данном случае будет равна [2]

$$Q = n \left(U_s \frac{du_s}{d\psi} + V_s \frac{dv_s}{d\psi} \right) + U_b \frac{du_b}{d\psi} + V_b \frac{dv_b}{d\psi} \quad (6)$$

Напомним [1], что горизонтальные перемещения выражаются через угол поворота опоры по формуле

$$u = (r/\alpha) \sin(\alpha\psi) + L \sin\psi \quad (7)$$

Отсюда

$$\frac{du}{d\psi} = r \cos(\alpha\psi) + L \cos\psi \quad (8)$$

Вертикальные перемещения выражаются через угол поворота опоры по формуле

$$v = (r/\alpha) (1 - \cos\varphi) - L (1 - \cos\psi) \quad (9)$$

Отсюда

$$\frac{dv}{d\psi} = r \sin(\alpha\psi) - L \sin\psi \quad (10)$$

Таким образом, обобщенная сила выражается через ускорения следующим образом:

$$\begin{aligned} Q &= -r[a_u \cos(\alpha\psi) + a_v \sin(\alpha\psi)][M_b + nM_s] - [a_u \cos\psi - a_v \sin\psi][M_b L_b + nM_s L_s] = \\ &= -rM_t a_u [\cos(\alpha\psi) - \cos\psi] - a_u (M_b h_b + nM_s h_s) \cos\psi - rM_t a_v \sin(\alpha\psi) - a_v (rM_t - M_b h_b - nM_s h_s) \sin\psi \end{aligned} \quad (11)$$

Формулы (3), (5), (11) позволяют записать уравнение Лагранжа для вынужденных колебаний в относительных перемещениях и в неинерциальной системе отсчета, связанной с платформой:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\psi}} \right) - \frac{\partial}{\partial \psi} (T - U) - Q = 0 \quad (12)$$

Особенность этого уравнения в том, что ускорения внешнего воздействия (a_u и a_v) имеют коэффициенты, зависящие от перемещений. При этом горизонтальные ускорения воздействия имеют в своих коэффициентах нулевую и вторую степень углового перемещения (разложение косинуса в ряд), а вертикальные ускорения воздействия – первую и третью (разложение синуса в ряд). Это означает, что горизонтальные ускорения воздействия при линеаризации создают «традиционную» нагрузку, не зависящую от перемещений, но вертикальные ускорения воздействия создают член в левой части уравнения движения, отвечающий за параметрические колебания [2]. Таким образом, вертикальное ускорение воздействия влияет на горизонтальную реакцию сооружения.

Это имеет ясный физический смысл. В нашем случае возвращающая сила создается весом. В строгом понимании вес (в отличие от силы тяжести) есть воздействие на опору. Если опора неподвижна, то вес совпадает с силой тяжести. Но если опора имеет вертикальное ускорение, то вес отличается от силы тяжести (вспомним хрестоматийный пример из школьной программы про невесомость в падающем лифте). В нашем случае сейсмические ускорения платформы, направленные по вертикали, меняют вес (если они направлены вверх, то вес увеличивается – это знакомая всем перегрузка). Но тогда вертикальные ускорения опоры должны менять и жесткость, определяющую возвращающую силу. Не случайно сравнение формул (5) и (11) показывает, что при вертикальном ускорении в формуле (11) стоит такой же (только со знаком минус) инерционный коэффициент, как и при g в формуле (5). Практически в нашей задаче вертикальные сейсмические ускорения воздействия в каждый момент времени корректируют значение ускорения g .

Линеаризованное уравнение движения будет иметь вид

$$I_t \ddot{\psi} + (g + a_v) [(\alpha + 1)rM_t - h_b M_b - nh_s M_s] \psi = -a_u (M_b h_b + nM_s h_s) \quad (13)$$

Рассмотрим его подробнее. Мы видим, что радиус кривизны опоры r участвует только в жесткостном члене, но не участвует в инерционном члене и в коэффициенте при нагрузках в правой части. Это означает, что при заданных по физическим соображениям значениях h проектировщик может уменьшать собственную частоту, уменьшая r .

Если вертикальное ускорение воздействия в (13) равно нулю, мы приходим к традиционному уравнению для одномассового осциллятора, имеющему решение ψ_0 :

$$I_t \ddot{\psi}_0 + g[(\alpha + 1)rM_t - h_b M_b - nh_s M_s] \psi_0 = -a_u (M_b h_b + nM_s h_s) \quad (14)$$

Это уравнение описывает вынужденные колебания маятника длиной

$$H = \frac{h_b^2 M_b + nh_s^2 M_s + nI_0}{(\alpha + 1)rM_t - h_b M_b - nh_s M_s} \quad (15)$$

Собственная частота этого маятника равна

$$\Omega^2 = g / H \quad (16)$$

Вклад параметрического члена в (13), связанного с вертикальным ускорением, в решение обозначим через $\Delta\psi = \psi - \psi_0$. Вычитая (14) из (13), получаем уравнение относительно этого вклада

$$I_t \Delta\ddot{\psi} + (g + a_v)[(\alpha + 1)rM_t - h_b M_b - nh_s M_s] \Delta\psi = -a_v [(\alpha + 1)rM_t - M_b h_b - nM_s h_s] \psi_0 \quad (17)$$

Поделим (17) на I_t и с использованием обозначений (15) и (16) перепишем его в более простом виде

$$\Delta\ddot{\psi} + (1 + a_v / g) \Omega^2 \Delta\psi = -(a_v / g) \Omega^2 \psi_0 \quad (18)$$

Это уравнение похоже на уравнение Матье-Хилла [2], но с добавленной правой частью. Уравнение Матье-Хилла (с нулевой правой частью) при гармоническом параметрическом возбуждении a_v в левой части, как известно, имеет области динамической неустойчивости [2]: даже при малой амплитуде гармонического возбуждения система иногда «идет вразнос». Вряд ли добавление правой части уберет эти области. Отсюда становится понятно, что испытания здания с установленным на нем вибратором могут привести к большим перемещениям системы, причем вызванным не столько горизонтальной составляющей нагрузки, сколько вертикальной составляющей нагрузки (в вибраторах вращение вала с эксцентриком происходит вокруг горизонтальной оси, поэтому такой вибратор создает не только горизонтальную, но и вертикальную нагрузку с одной и той же частотой). Однако параметрическое возбуждение не в виде гармоники, а в виде конечной по времени акселерограммы с широкополосным спектром может смягчить этот эффект. Поэтому трактовка результатов вибрационных испытаний в данном случае совсем не очевидна.

Первый вопрос, который возникает на этом этапе, следующий. В какой степени решение полного уравнения (12) с учетом всех нелинейностей в (3), (5), (11) отличается от решения линеаризованного уравнения (13)?

Второй вопрос: насколько вертикальная компонента воздействия влияет на реакцию по сравнению с горизонтальной компонентой?

Пока у автора нет теоретического решения, поэтому он предлагает рассмотреть несколько численных примеров. Как раз недавно автору пришлось синтезировать пять трехкомпонентных акселерограмм под горизонтальный и вертикальный целевые спектры с демпфированием 5%. Результаты синтеза показаны на рис.3 и рис.4 соответственно.

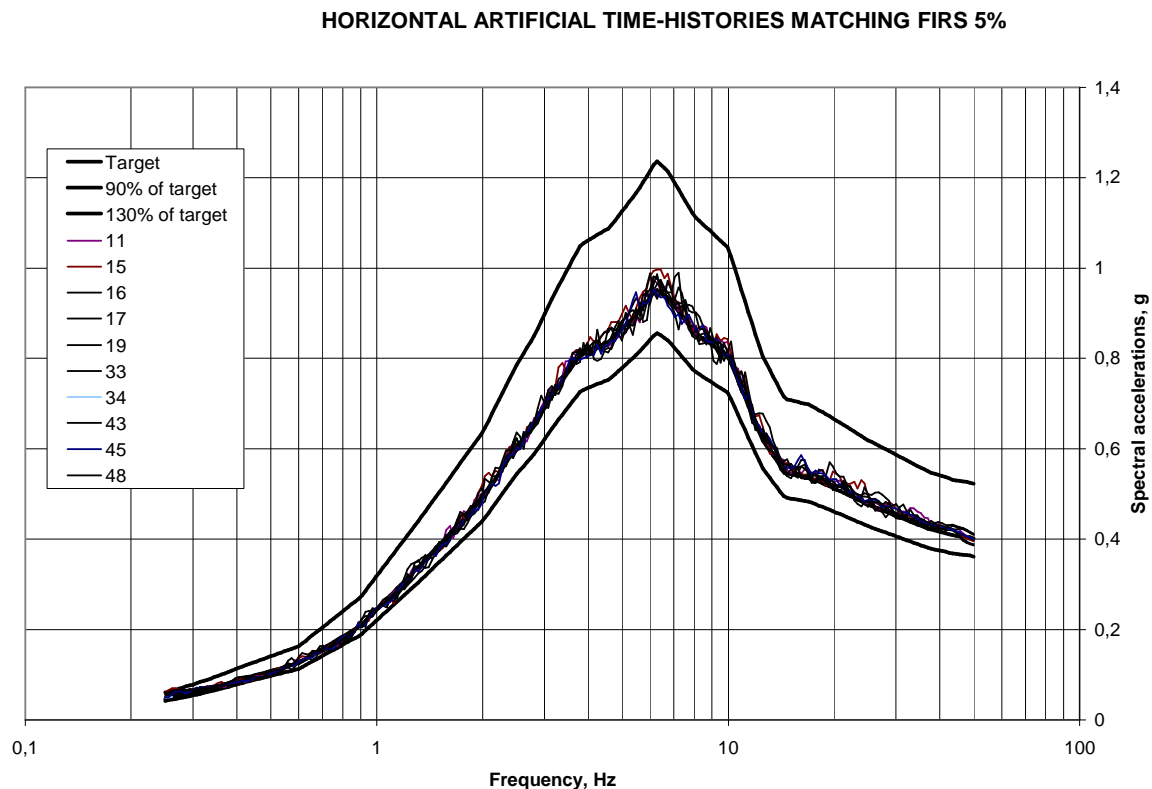


Рисунок 3 – Результаты синтеза горизонтальных компонент воздействия: спектры отбета

Figure 3 – Generation of the artificial time-histories for the horizontal excitation components: RS

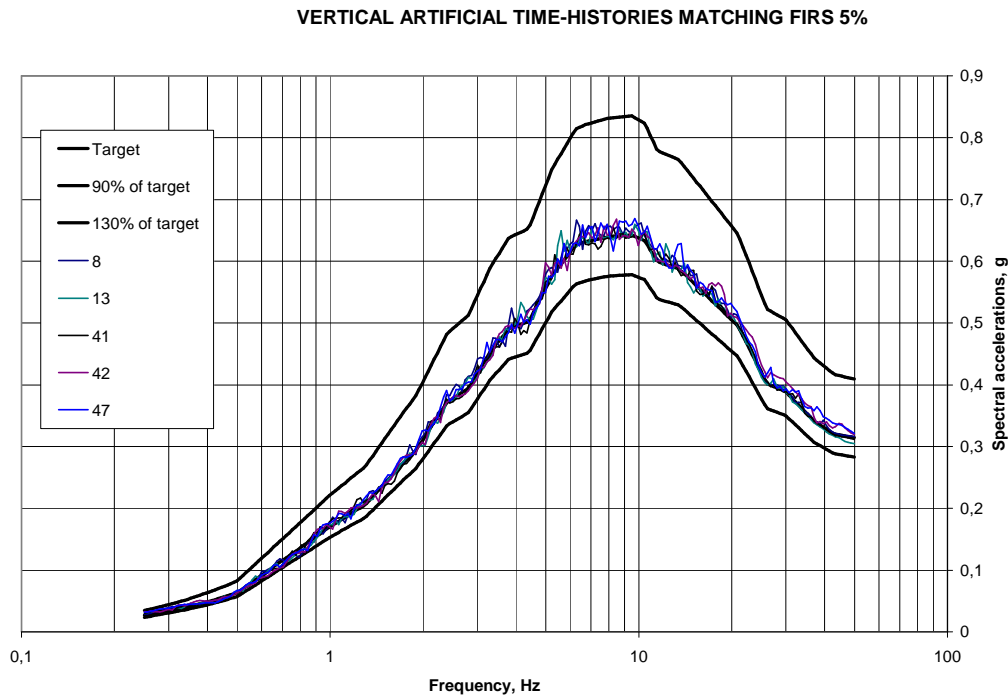


Рисунок 4 – Результаты синтеза вертикальных компонент воздействия: спектры ответа

Figure 4 – Generation of the artificial time-histories for the vertical excitation components: RS

На рисунках 3 и 4, помимо спектров синтезированных акселерограмм и целевых спектров, показаны кривые 90% и 130% целевых спектров, поскольку они выступают ограничителями согласно Стандартам [5]. Как видим, максимальные ускорения по горизонтали составляют около 0,4 g, что грубо соответствует примерно 9 баллам интенсивности сейсмического воздействия. По вертикали максимальные ускорения составляют около 0,3 g. Шаг по времени при синтезе составлял 0,004 с; общая продолжительность акселерограммы – 28 с.

Рассмотрим конкретный пример с более или менее реальными данными. Примем массу сооружения равной $M_b = 5000$ т, а массу всех опор равной $nM_s = 150$ т (например, это могут быть 30 опор массой по 5 т каждая). Пусть высота точек крепления верхнего строения составляет $h_b = 2,0$ м, высота центра тяжести опоры составляет $h_s = 1,0$ м, а радиус инерции одной опоры составляет $r_s = 0,7$ м. Примем поверхность качения плоской, т.е. примем $\alpha = 0$. Радиус кривизны опоры примем равным $r = 2,0$ м. Можно сказать, что это та же опора, которая рассматривалась во втором примере в [1]. Зададим также вязкое демпфирование 2% в уравнениях (14) и (20). Этих данных достаточно для решения уравнений движения.

Вычисления по формулам (15) и (16) дают длину маятника $H = 9,15$ м и линеаризованную собственную частоту 0,1648 Гц. Эта частота заметно меньше, чем частота для свободной опоры (в [1] ее значение оказалось равным примерно 1 Гц). Но такое уменьшение частоты связано не с увеличением массы системы за

счет прибавления массы здания, как может показаться на первый взгляд, а с уменьшением разности между радиусом кривизны опоры r (этот радиус не изменился по сравнению с [1]) и эффективной высотой приложения нагрузки h (эта величина выросла с 1 м в [1] до примерно 2 м, что определяется положением шарнира, к которому крепится здание, а не положением центра масс поры). Эффективную высоту можно задать формулой

$$h = \frac{h_b M_b + n h_s M_s}{M_t} \quad (19)$$

Аналог коэффициента нелинейности (32) из [1] в нашем случае $\alpha = 0$ запишется как

$$\frac{\dot{\psi}^2 r}{g} = \frac{2r(r M_t - n h_s M_s - h_b M_b)(1 - \cos \psi_0)}{I_t} = \frac{2M_t r(r - h)(1 - \cos \psi_0)}{I_t} \quad (20)$$

И снова этот коэффициент одновременно описывает относительный вклад нелинейности в инерционный коэффициент при угловом ускорении в (3) и в жесткостной коэффициент, составленный из (5) и второго слагаемого (3) с квадратом угловой скорости.

Уравнения движения численно проинтегрируем методом Рунге-Кутты четвертого порядка [3]. Самый общий вид полного уравнения такой:

$$\ddot{\psi} = F(t, \psi, \dot{\psi}) \quad (21)$$

Здесь функция F – частное от деления выражения в правой части (11) (после замены в ней ускорения a_v на $(g + a_v)$) на инерционный коэффициент, стоящий в правой части (3) после углового ускорения.

Проведем вычисления с полной нелинейностью. На каждом шаге по времени не только нагрузка, но и жесткость системы несколько меняются. Повторим вычисления с линеаризованным уравнением (13), а затем дополнительно еще и с нулевой вертикальной компонентой воздействия в (13) – в этом случае жесткость системы постоянна.

Сравнивать будем перемещения, поскольку для систем сейсмоизоляции именно они являются критическими. На рис.5 показаны угловые перемещения опоры в трех вариантах: полной нелинейности, линейности с вертикальной компонентой воздействия, а также линейности с нулевой вертикальной компонентой воздействия. В качестве горизонтальной и вертикальной компонент воздействия выбрана пара синтезированных компонент с условными обозначениями $ack19h.ufa$ и $ack47v.ufa$.

Угловые перемещения при воздействии ask19h.ufa/ask47v.ufa

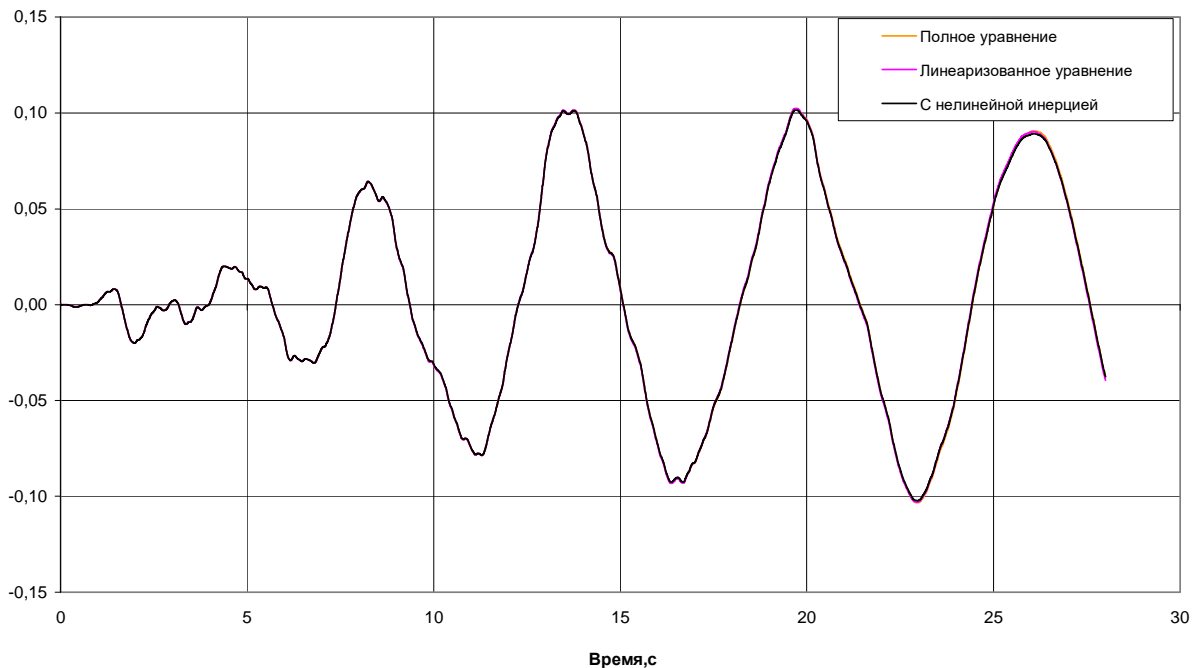


Рисунок 5 – Сравнение угловых перемещений опоры при компонентах воздействия ask19h.ufa и ask47v.ufa

Figure 5 – Comparison of the angular displacements in supports for excitation components ask19h.ufa and ask47v.ufa

Мы видим, во-первых, что реакция имеет ярко выраженную несущую частоту около 0,16 Гц, что подтверждает достоверность результатов. Вертикальная компонента воздействия в линеаризованном уравнении не оказывает драматического влияния на перемещения (только в нескольких местах заметна очень небольшая разница между соответствующими кривыми). Хотя максимум вертикальной компоненты достигает 0,3 g (см. правую часть рис.4), но этот максимум достигается один раз, а в среднем амплитуды вертикальной компоненты значительно меньше. Опасения по поводу параметрического воздействия вертикальной компоненты при данной интенсивности не подтверждаются.

Что касается нелинейности, то и ее влияние на результаты в данном случае очень мало. Действительно, мы видим, что амплитуда угловых перемещений составила около 0,1 радиана, т.е. в три раза меньше, чем та амплитуда перемещений, при которой оценивалась нелинейность в [1]. Коэффициент нелинейности (20) примерно пропорционален второй степени амплитуды перемещений, так что этот коэффициент, который в [1] равнялся 0,2, только за счет этого фактора уменьшится в девять раз примерно до 0,022. Но есть еще ранее отмеченный фактор уменьшения ($r-h$) в (20), появившийся за счет того, что шарнир для крепления здания к опоре расположен ближе к центру кривизны

опоры, чем центр тяжести опоры. Этот фактор даст еще примерно тройное сокращение коэффициента нелинейности, и это объясняет практически полное отсутствие влияния нелинейности на перемещения на рис.5.

Для проверки тезиса о практически линейном поведении системы сравним угловые ускорения в тех же трех случаях, что и на рис.5. Результаты показаны на рис.6.

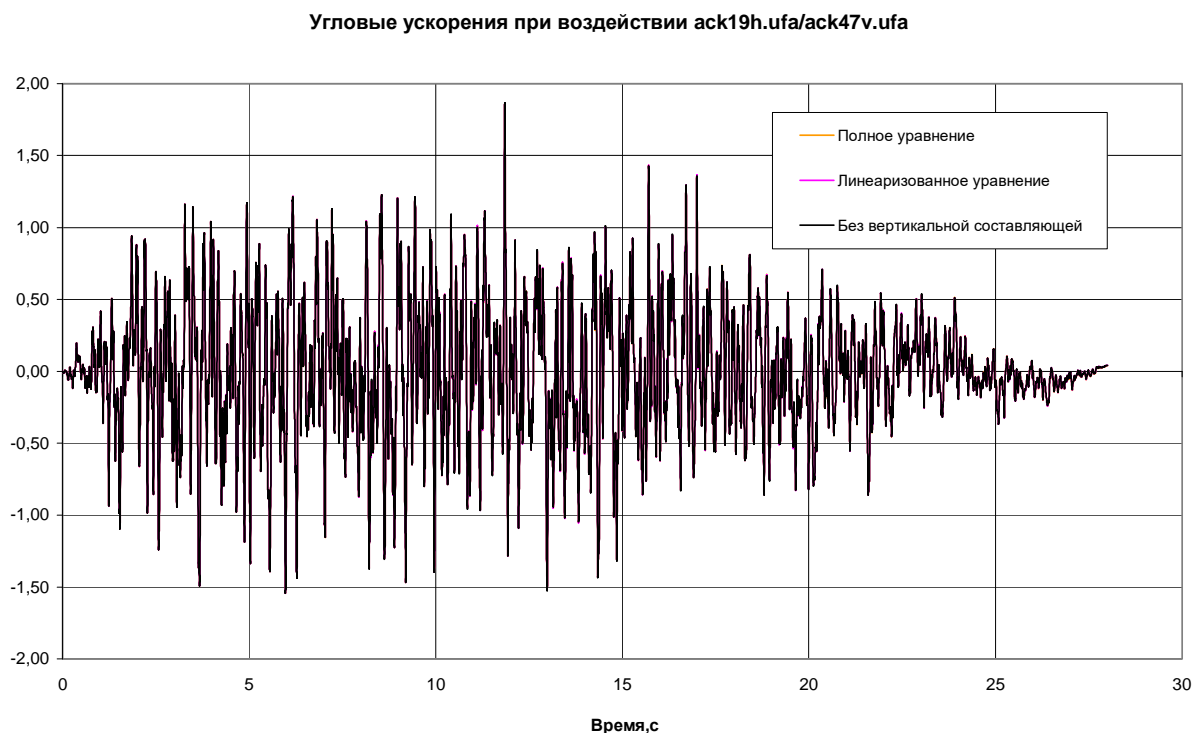


Рисунок 6 – Сравнение угловых ускорений опоры при компонентах воздействия ask19h.ufa и ask47v.ufa

Figure 6 – Comparison of the angular accelerations in supports for excitation components ask19h.ufa and ask47v.ufa

Отметим, что в конце заметно проявляется собственный период около 6 с. Как видим, и угловые ускорения в трех случаях практически полностью совпали.

Перейдем к выводам. В статье выведены уравнения плоских колебаний для жесткого здания на обобщенных опорах Ю. Д. Черепинского (обобщение заключалось в том, что поверхность качения принята не плоской, а цилиндрической). Показана теоретическая возможность возбуждения параметрических колебаний за счет вертикальной компоненты сейсмического воздействия.

Показано, что относительные вклады двух основных видов нелинейности, связанных с изменением инерционного коэффициента и с влиянием квадрата угловой скорости, описываются одним и тем же «коэффициентом нелинейности», пропорциональным квадрату амплитуды углового перемещения опоры, а также радиусу кривизны опоры и разности между радиусом кривизны

опоры и высотой крепления здания к опоре. Этой же разности пропорционален квадрат эффективной собственной частоты.

Рассмотрен пример колебания здания на опорах Ю. Д. Черепинского с плоской поверхностью качения и показано, что при геометрических параметрах, взятых из практики, система ведет себя как линейная.

Автор отдает себе отчет в том, что у опор Ю. Д. Черепинского есть еще много проблем другого рода (начиная со сколов бетона в местах контакта опоры с поверхностью качения и кончая податливостью здания при ветровых нагрузках). Однако упреки в недопустимости линейного расчета такой системы в определенном диапазоне параметров оказываются для рассмотренного примера несостоятельными.

Для продолжения работ по обоснованию эффективности применения опор рассматриваемого типа должны быть решены несколько задач.

Первая задача – валидация модели для свободных колебаний. Здесь пригодятся многочисленные опытные данные как о поведении отдельных опор, так и о поведении зданий на таких опорах. Кроме того, должна появиться эмпирическая информация о демпфировании в системе (рассмотренные выше расчетные модели такой информации в принципе дать не могут). Дополнительно требуется проверить допущение о радиусе поверхности качения. Есть гипотеза о том, что опора при качении «промнет» под собой некую неплоскую поверхность качения даже в изначально плоской стальной пластине. Но это нуждается в проверке.

Вторая задача – валидация расчета вынужденных колебаний. Здесь представляет интерес, во-первых, граница, до которой можно использовать линеаризованные уравнения и уравнения без вертикальной составляющей, а во-вторых, реальные значения смещений точек опирания на поверхности качения при тех или иных интенсивностях воздействия. Но для валидации расчетов надо знать хотя бы закладываемое в них демпфирование (см. выше).

Наконец, третья задача заключается в расчете колебаний с учетом третьей компоненты воздействия (горизонтальной). Это задача, прежде всего, теоретическая, но для ее решения нужна дополнительная информация о кручении опоры вокруг «почти вертикальной» оси, проходящей через центры кривизны опоры и поверхности качения. Пока, напомним, рассматривались только плоские колебания системы.

Литература

1. Тяпин А. Г. Свободные колебания жесткой кинематической опоры Ю. Д. Черепинского//Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 2. С.18-31.
2. Вибрации в технике. Справочник. В 6-и т. Т.1. Колебания линейных систем/Под ред. В. В. Болотина. М: Машиностроение. 1978. 352 с.

3. Справочник по математике (для научных работников и инженеров). Г.Корн, Т.Корн. М.: Наука. 1974. 832 с.
4. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. М.: Наука. 1982. 448 с.
5. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary. ASCE4-16. Reston, Virginia, USA. 2017.

References

1. Тяпин А.Г. Свободные колебания жесткой кинематической опоры Ю. Д. Черепинского. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020, no.2, pp.18-31 [In Russian] DOI: 10.37153/2618-9283-2020-2-18-31
2. Vibratsii v tekhnike. Spravochnik. V 6-i t. T 1. Kolebaniya lineinyh system. Pod redaktsiei V.V. Bolotina. M.: Mashinostroenie. 1978, 352 p. [In Russian]
3. Spravochnik po matematike (dlya nauchnyh rabotnikov i inzhenerov). G. Korn, T. Korn. M.: Nauka. 1974. 832 p.
4. Bate K., Vilson E. Chislennyye metody analiza i metod konechnykh elementov. M.: Nauka. 1982. 448 p.
5. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary. ASCE4-16. Reston, Virginia, USA. 2017.

Автор выражает благодарность Станиславу Юрьевичу Семенову за предоставленные материалы о реальных параметрах опор Ю. Д. Черепинского.

Для цитирования: Тяпин А. Г. Плоские колебания жесткого сооружения на кинематических опорах Ю. Д. Черепинского // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 3. С. 5-18. DOI [10.37153/2618-9283-2020-3-5-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-5-18)

For Citation: Tyapin A.G. Planar Vibrations of Rigid Structure Resting on Kinematical Supports of Yu.D. Cherepinsky. Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 3, pp. 5-18. (In Russian). DOI [10.37153/2618-9283-2020-3-5-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-5-18)

УДК:69.04; 624.042.8

К расчету конструкций на сейсмические воздействия с учетом изменений конструктивной схемы в процессе колебаний

Чернов Ю. Т.

доктор технических наук, профессор, кафедра строительной и теоретической механики, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
Москва, Российская Федерация

Кбейли Джаафар

аспирант, кафедра строительной и теоретической механики, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
Москва, Российская Федерация

Аннотация: Предложен метод расчёта конструкций при сейсмических воздействиях с учетом изменений конструктивных схем сооружений в процессе деформирования, основанный на методе нормальных форм и представлении расчетных форм для вычисления сейсмических сил в виде разложений по формам собственных колебаний. Эти формулы близки к расчетным, приведенным в ряде нормативных документов. Решение строится шагами по времени. На каждом шаге конструктивная схема принимается из результатов статического расчета на сейсмические силы, определенные на предыдущем этапе. Метод решения строится в виде разложений по собственным формам по программе комплекса MATHCAD, численные значения сейсмических сил вычисляются на каждом шаге по времени с учётом изменений конструктивной схемы на предыдущем шаге при статическом расчете на действие сейсмических сил. Предложенный подход позволяет оценивать расчетные значения сейсмических сил с учетом изменения конструктивной схемы в процессе колебаний на каждом шаге по времени. Изменение конструктивной схемы оценивается статическим расчетом от сейсмических сил, определенных на предыдущем этапе. Оценивались значения коэффициента K_1 , как отношение сейсмических сил на этапе, предшествующем разрушению к сейсмическим силам на этапе, предшествующем появлению разрушения.

Ключевые слова: метод нормальных форм, сейсмическое воздействие, аналитическое исследование, разрушение элементов

The Analysis of a Structure Subjected to Seismic Action, Taking into Account the Change in the Structure's Design in the Vibration Process

Yury Chernov

Doctor of Technical Science, Professor. Moscow State University of Civil Engineering (MGSU) National Research University. Moscow, Russian Federation

Jaafar Qbaily

Postgraduate, Moscow State University of Civil Engineering (MGSU) National Research University. Moscow, Russian Federation

Abstract: A calculation method for structures under seismic impacts is proposed taking into account changes in buildings' structural design during deformation, based on the normal forms method and the presentation of design forms for calculating seismic forces in the form of expansions in the forms of natural vibrations. These formulas are close to the calculated ones given in a number of standard documents. The solution is made in time steps. At each step, the structural design is adopted from the results of the static calculation for seismic forces determined at the previous stage. The solution method is getting built in the form of forms expansions using the software MATHCAD. The seismic forces numerical values are calculated at each time step, taking into account changes in the structural design in the previous step by static calculation for seismic forces impacts. The proposed approach allows us to evaluate the seismic forces values, taking into account changes in the structural design during oscillations at each time step. A change in the structural design is evaluated by static calculation based on seismic forces determined in the previous step. The coefficient K_1 values were estimated as the ratio of seismic forces at the stage preceding failure to seismic forces at the stage corresponding to the end of the elastic stage.

Keywords: the normal form method, seismic impact, analytical research, elements failure

DOI [10.37153/2618-9283-2020-3-19-30](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-19-30)

Введение

Одним из наиболее важных положений теории динамики сооружений является анализ реакции конструкций на движение грунта, вызванного землетрясением. На многих этапах деформирования, в частности, на начальной стадии, конструкции при сейсмических воздействиях сохраняют упругие свойства и рассчитываются как линейные системы.

Как правило, в процессе сейсмических воздействий конструктивная схема меняется, что может быть связано с нарушением несущей способности или

разрушением отдельных элементов, появлением и развитием пластических зон, при том, что сооружение сохраняет несущую способность (не разрушается) [1].

Методы сейсмического анализа можно разделить на два основных типа:

1– упругие методы: а – анализ горизонтальных сейсмических сил (ELFA), б – метод суперпозиции мод (MSM), в – анализ истории упругой реакции (ERHA).

2 – неупругие методы: а – пластический анализ (РА), б – анализ предельной прочности (РОА), в – анализ истории нелинейной реакции (NLRHA) [2].

Обзор литературы

В работе [4] *Hyo Seon Park, Byung Kwan Oh* исследовалось возникновение повреждений строительных конструкций под воздействием окружающей среды, используются два коэффициента: 1 – Modal participation ratio (MPR) – модальный вклад для определенного режима и степени свободы в зданиях, и 2 – the story stiffness damage factor (SSDF) – степень снижения жесткости этажа. Связь между (MPR) и (SSDF) анализируются в различных сценариях повреждения. В результате анализа трех рассмотренных примеров предложено несколько схем локализации повреждений строительных конструкций, основанных на характере изменения MPR для первой модели при изменении в SSDF.

L. A. Montoya-Coronado, J. M. Bairán [5] изучали методы проектирования при сейсмических воздействиях на основе прямых характеристик для нерегулярных конструкций. Суть метода заключается в выборе: 1 – распределения шарниров, определяющих зоны, где допускается повреждение, а также желаемый механизм коллапса в конструкции и 2 – комбинации динамического и модального анализа спектров, которая использует параметры повреждений (α) для того, чтобы контролировать интенсивность повреждений в пластических шарнирах и неструктурные повреждения через допустимое смещение или дрейфы.

Haoran Pan, Koichi Kusunoki, Yuki Hattori [6] исследовали метод оценки повреждений на основе кривой несущей способности железобетонных конструкций с использованием данных сейсмической реакции. В статье для оценки характера повреждений железобетонных (RC) зданий предлагается подход с использованием данных сейсмической реакции с точки зрения соотношения между нормализованной по массе силой и деформацией эквивалентной системы с одной степенью свободы, что позволяет быстро дать оценку общего состояния конструкции в количественном выражении.

S.A. Diaz, L.G. Pujades, A.H. Barbat, Y.F. Vargas, D.A. Hidalgo-Leiva [7] изучали индекс энергетического повреждения на основе спектра реакции в зависимости от размера конструкции и продолжительности записи. В этом исследовании предлагается новый индекс оценки повреждений на основе нелинейного статического анализа. Индекс повреждения представляет собой линейную комбинацию двух энергетических функций: (1) энергии деформации,

связанной с изменением жесткости и пластичности конструкции, и (2) рассеяния энергии, определяемую гистерезисными циклами. Эти две энергетические функции получены из кривой емкости конструкции и из энергетического баланса со спектральным ускорением.

В работе [8] *Luisa Bertoa, Marco Bovob, Irene Roccaa, Anna Saettaa,d, Marco Savoia* представлено обширное исследование спектра реакции этажа полученного с помощью линейного и нелинейного численного моделирования железобетонных конструкций. Два набора из 30 записей горизонтального масштабированного ускорения движения земли генерируются в соответствии со спектрами предельного состояния (ULS, Ultimate Limit State) и состояния ограничения ущерба (DLS, Damage Limitation State), принятыми при проектировании здания.

Более детально остановимся на методе и алгоритме расчета, принятом в данной работе.

Метод нормальных форм

Один из наиболее общих аналитических методов расчета и исследования линейных динамических систем основан на представлении решений в виде разложения по собственным векторам, этот метод принят в том числе, при построении алгоритма расчета.

Расчетная формула для определения сейсмической силы, действующей на массу m_j при колебаниях сооружения по r -й форме [3].

$$S_{jr} = m_j \cdot Y_{jr} \cdot J_r \cdot \sum_{i=1}^n Y_{ir} \cdot m_i \quad (1)$$

$$\text{где } J_r = P_r \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \cdot e^{-\frac{\gamma}{2} P_r \cdot (t-\tau)} \sin P_r (t - \tau) \cdot d\tau \quad (2)$$

J_r – импульсная переходная функция для r -й формы

Алгоритм расчета строится в виде разложения по собственным формам (метод нормальных форм) и может рассматриваться как вариант спектрального метода, содержащегося в ряде нормативных документов [1]. При построении алгоритма используется шаговый метод по времени.

На каждом шаге уточняются матрицы жесткости или податливости, которые интегрально оценивают общее изменение конструктивной схемы. Определяются для новых схем собственные частоты и формы колебаний и уточняются сейсмические силы, используя которые оценивают при статическом расчете основные причины, приводящие к изменению конструктивной схемы сооружения.

Отношение величин сейсмических сил, предшествующих разрушению здания сейсмическими силами, после которых начинает изменяться

конструктивная схема, определяется как коэффициент, учитывающий неупругие деформации K_1 (1*).

Полученные по приведённому в статье методу коэффициенты (K_1), определяющие влияние неупругих деформаций на расчётные сейсмические нагрузки, заметно выше данных в СП.

Расчет рамы на сейсмические воздействия по методу нормальных форм с учетом шагового метода по времени при изменении конструктивной схемы на примере трехэтажной железобетонной рамы с одним пролетом

Рассматривается конструкция с числом степеней свободы 3; высота этажа (3,5 м) с поперечными сечениями колонны 35×35 см, $E = 2,7 \times 10^7$ кПа, $F = 0,1225$ м², $J = 0,00125$ м⁴. Нагрузки на балки – 15кН/м, жёсткость балок значительно выше жесткости колонн.

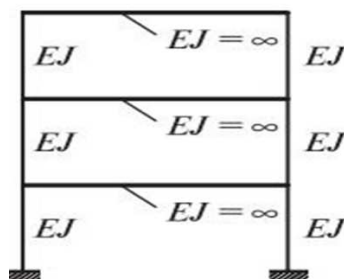


Рисунок 1 – Схема рамы
Figure 1 – Frame model

Сводим расчётную схему рамы, как это часто делается, к расчетной схеме в виде стержня с присоединёнными массами, с учетом масс оборудования и конструкций, включая массу перекрытий и несущих конструкции (колонн), перегородок и т.д., расположенных на нижней половине верхнего этажа и верхней половине нижнего. Матрица жесткости K (кН/м), матрица масс M (т).

$$K = \begin{pmatrix} 37784,25 & -18892,25 & 0 \\ -18892,25 & 37784,25 & -18892,25 \\ 0 & -18892,25 & 18892,25 \end{pmatrix}, \quad M = \begin{pmatrix} 13 & 0 & 0 \\ 0 & 13 & 0 \\ 0 & 0 & 13 \end{pmatrix}$$

Составив уравнение движения, определим частоты, периоды и матрицу нормированных форм колебаний (P , T , Z)

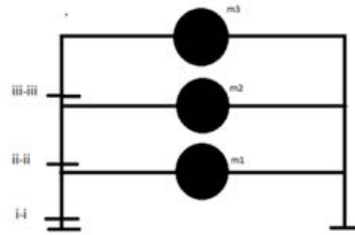


Рисунок 2 – Расчетная схема рамы
Figure 2 – Design model of frame

$$P = \begin{pmatrix} 68,692 \\ 47,537 \\ 16,965 \end{pmatrix}, T = \begin{pmatrix} 0,091 \\ 0,132 \\ 0,37 \end{pmatrix}, Z = \begin{pmatrix} -0,591 & -0,737 & 0,328 \\ 0,737 & -0,328 & 0,591 \\ -0,328 & 0,591 & 0,737 \end{pmatrix}$$

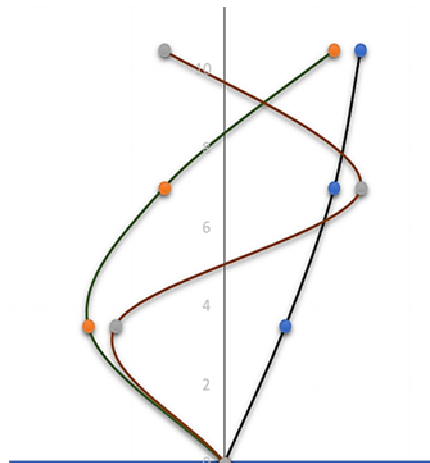


Рисунок 3 – Динамические формы
Figure 3 – Dynamic modes

Расчет на сейсмические воздействия

В зависимости от характера сейсмического воздействия и определяемых значений ускорений, вычисляем сейсмические силы по формуле (1).

Ускорение принято в виде $a(t) = A \sin(\omega \cdot t)$ $a(t) = A \sin(\omega t) (\text{м/с}^2)$

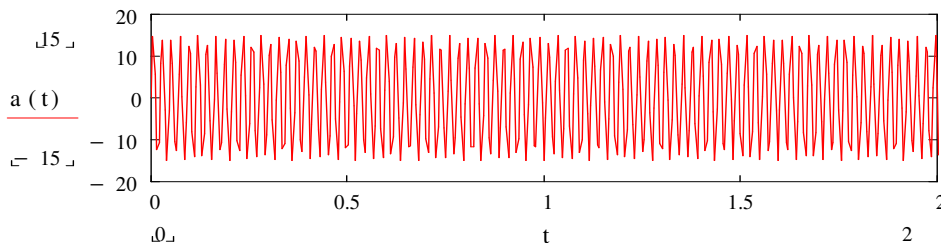


Рисунок 4 – Ускорение основания
Figure 4 – Ground acceleration

Величину интервала по времени принимаем равной 1/100 первого периода, реакция рамы (смещение) по времени вычисляется по формуле (2): j – смещение верхней массы (m), t – время рассматриваемого интервала (с).

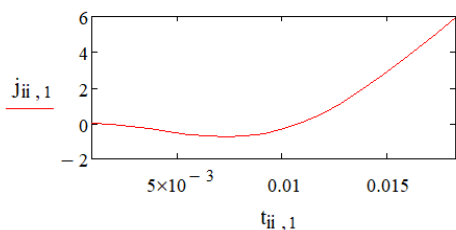


Рисунок 5 – Смещение верхней массы по 1-й форме
Figure 5 – The displacement of the upper mass by 1-st mode

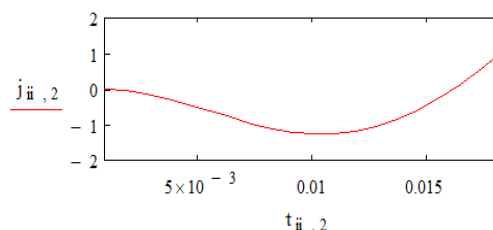


Рисунок 6 – Смещение верхней массы по 2-й форме
Figure 6 – The displacement of the upper mass by 2-nd mode

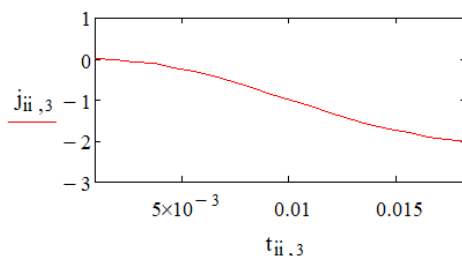


Рисунок 7 - Смещение верхней массы по 3-й форме
Figure 7 - The displacement of the upper mass by 3-rd mode

Горизонтальная сила в основании сооружения $SH_1 = 24,32$ кН при $t = 0,0027$ с, сейсмические силы, приложенные к каждой массе: M_i , $S_1 = 7,02$ кН, $S_2 = 7,67$ кН, $S_3 = 9,63$ кН.

Далее выполняем статический расчет здания от действия сейсмических сил. В этот момент времени по результатам статического расчёта появляется первый пластический шарнир, что означает окончание упругой работы конструкции (рис.8).

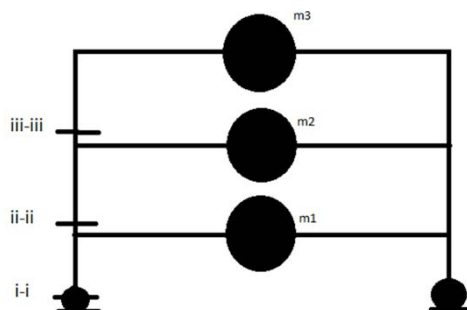


Рисунок 8 – Расчетная схема с первым пластическим шарниром
Figure 8 – Model of design with the first plastic hinge

На втором шаге расчета в соответствии с новой расчётной схемой (рис.8), пересчитываем матрицу жёсткости по новой схеме и рассчитываем все динамические характеристики как при первом шаге.

Матрица жесткости – К (кН/м), матрица масс – М (т).

$$K = \begin{pmatrix} 23615,15 & -18892,25 & 0 \\ -18892,25 & 37784,25 & -18892,25 \\ 0 & -18892,25 & 18892,25 \end{pmatrix}, M = \begin{pmatrix} 13 & 0 & 0 \\ 0 & 13 & 0 \\ 0 & 0 & 13 \end{pmatrix}$$

Частоты собственных колебаний системы – Р (Гц) и периоды системы – Т (с), матрица нормированных форм – Z_{ij}

$$P = \begin{pmatrix} 66,529 \\ 40,555 \\ 10,266 \end{pmatrix}, T = \begin{pmatrix} 0,094 \\ 0,155 \\ 0,612 \end{pmatrix}, Z = \begin{pmatrix} -0,447 & -0,741 & 0,5 \\ 0,803 & -0,088 & 0,589 \\ -0,393 & 0,665 & 0,635 \end{pmatrix}$$

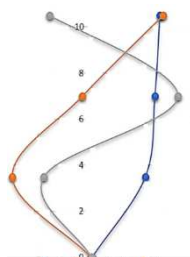


Рисунок 9 – Динамические формы
Figure 9 – Dynamic modes

При значениях ускорения основания, приведенного на рис.4, реакция рамы (смещение) по времени вычисляется по формуле (2).

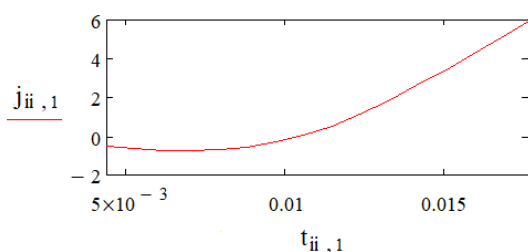


Рисунок 10 – Смещение верхней массы по 1-й форме
Figure 10 – The displacement of the upper mass by 1-st mode

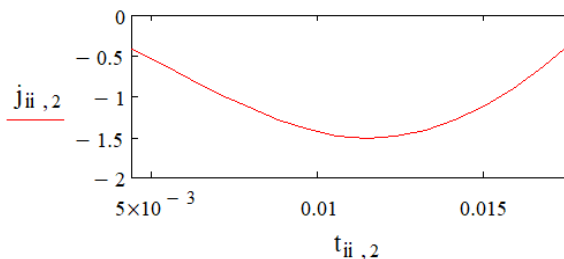


Рисунок 11 – Смещение верхней массы по 2-й форме
Figure 11 – The displacement of the upper mass by 2-nd mode

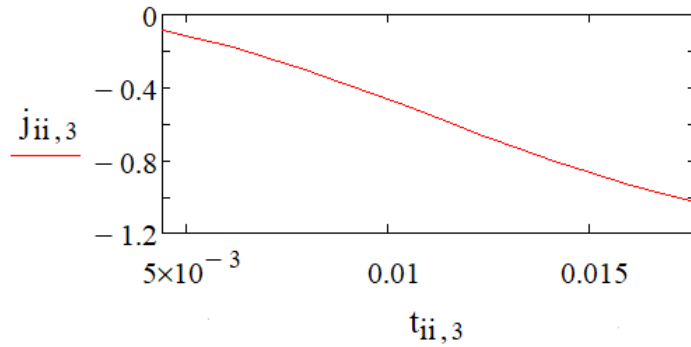


Рисунок 12 – Смещение верхней массы по 3-й форме

Figure 12 – The displacement of the upper mass by 3-rd mode

При $t = 0,0078$ с сейсмические силы, приложенные к каждой массе M_i , $S_1 = 6,29$ кН, $S_2 = 7,06$ кН, $S_3 = 7,79$ кН, горизонтальная сила в основании сооружения $SH_2 = 21,114$ кН.

В этот момент времени по результатам сейсмического расчёта на сейсмические силы появляется второй пластический шарнир, и система становится геометрически изменяемой (разрушается).

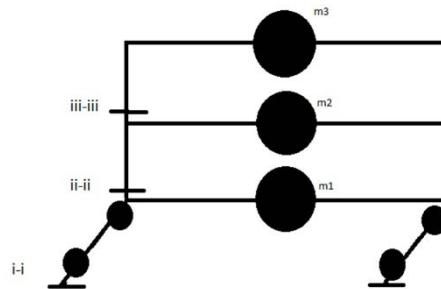


Рисунок 13 – Расчетная схема со вторым пластическим шарниром

Figure 13 – Model of design with the second plastic hinge

Коэффициент неупругой работы конструкции K_1 , равный отношению суммы сейсмических сил в момент, предшествующий разрушению конструкции к сумме сейсмических сил, соответствующих концу упругой стадии, по результатам расчета равен:

$$K_1 = SH_2 / SH_1 = 21,114 / 24,32 = 0,86$$

Для такого типа зданий коэффициент неупругой работы конструкций соответствует по данным свода правил [1] $K_1 = 0,25$, что значительно ниже полученного при расчете (в 4 раза).

Расчет рамы по нормам и оценка результатов

Выполняем сейсмический расчет по нормам СП 14.13330 Строительство в сейсмических районах, предполагая, что у рамы сохраняются упругие деформации

$$S_{jik} = K_1 Q_k A \beta_l K_\varphi \eta_{jik} \quad (3)$$

$A = 0,2$ (коэффициент сейсмичности для расчетной сейсмичности площадки 8 баллов)

$K_\varphi = 1$ (характеристика конструкций),

β_l (коэффициент динамичности) ($\beta_1 = 1,91, \beta_2 = 2,32, \beta_3 = 2,5$)

$K_1 = 1$ коэффициент неупругой работы конструкций (неупругие деформации не допускаются).

η_{jik} – коэффициент, зависящий от формы деформирования здания при его собственных колебаниях, считается по формуле

$$\eta_{i,r} = \frac{X_{i,r} \sum_{j=1}^3 (m_j X_{i,j})}{\sum_{j=1}^3 m_j (X_{i,j})^2}$$

$$s_{i,j} = \begin{pmatrix} 0,15 & 0,249 & -0,168 \\ 0,62 & -0,068 & 0,455 \\ -0,227 & 0,385 & 0,367 \end{pmatrix}, s = \begin{pmatrix} 0,336 \\ 0,772 \\ 0,579 \end{pmatrix}, \eta = \begin{pmatrix} 0,247 & 0,423 & -0,324 \\ 1,111 & -0,038 & 0,796 \\ -0,358 & 0,615 & 0,529 \end{pmatrix}$$

где горизонтальная сила в основании сооружения по нормам $S=16.87$ кН $< S_{H1}=24.32$ кН по методу нормальных форм.

Заключение

Предложенный подход позволяет определять расчетные значения сейсмических сил с учетом изменения конструктивной схемы в процессе колебаний на каждом шаге по времени. Изменение конструктивной схемы оценивается статическим расчетом от сейсмических сил, определенных на предыдущем этапе.

Значения коэффициента K_1 оценивались как отношение сейсмических сил на этапе, предшествующем разрушению к сейсмическим силам на этапе, соответствующем концу упругой стадии.

Литература

1. Anil K. Chopra. Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering. 4th Edition. California: Prentice Hall, 2012, 980 p.

2. Riddell R., Delallera J. Seismic Analysis and Design: Current Practice and Future Trends. Chile: Santiago, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering 11WCEE, 1996, pp. 5-8.
3. Чернов Ю.Т. Вибрации строительных конструкций. 2 изд. М.: Издательство ABC, 2011. 384 с.
4. Hyo Seon Park, Byung Kwan Oh. Damage Detection of Building Structures Under Ambient Excitation through the Analysis of the Relationship between the Modal Participation Ratio and Story Stiffness. *Journal of Sound and Vibration*. 31 March 2018, vol.418, pp. 122-143.
5. Montoya-Coronado L. A., Bairán J. M. A Direct Performance Based Seismic Design Method for Irregular Structures. Chile: Santiago, 16th World Conference on Earthquake Engineering 16WCEE, 2017, pp.1-2.
6. Haoran Pana, Koichi Kusunokia, Yuki Hattorib. Capacity-Curve-Based Damage Evaluation Approach for Reinforced Concrete Buildings Using Seismic Response Data. *Engineering Structures*. 15 October 2019, vol.197, pp. 122-143.
7. Diaz S.A., Pujades L.G., Barbat A.H., Vargas Y.F., Hidalgo-Leiva D.A. Energy Damage Index Based on Capacity and Response Spectra. *Engineering Structures*. 2017, vol.152, pp. 424-436.
8. Luisa Bertoa, Marco Bovo, Irene Rocca, Anna Saetta, Marco Savoia. Seismic Safety of Valuable Non-Structural Elements in RC Buildings: Floor Response Spectrum Approaches. *Engineering Structures*. 2020, vol.205, p.1-21.

Нормы

1. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81

References

1. Anil K. Chopra. Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering. 4th Edition. California: Prentice Hall, 2012, 980 p.
2. Riddell R., Delallera J. Seismic Analysis and Design: Current Practice and Future Trends. Chile: Santiago, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering 11WCEE. 1996, pp. 5-8.
3. Chernov Y. T. Vibrations of Structural Building. 2-d edition. Moscow, Publishing ABC. 2011. 384 p.[In Russian]
4. Hyo Seon Park, Byung Kwan Oh. Damage Detection of Building Structures Under Ambient Excitation through the Analysis of the Relationship between the Modal Participation Ratio and Story Stiffness. *Journal of Sound and Vibration*. 31 March 2018, vol. 418, pp. 122-143.
5. Montoya-Coronado L. A., Bairán J. M., A Direct Performance Based Seismic Design Method for Irregular Structures. Chile: Santiago, 16th World Conference on Earthquake Engineering 16WCEE. 2017, pp. 1-2.

6. Haoran Pana, Koichi Kusunokia, Yuki Hattorib. Capacity-Curve-Based Damage Evaluation Approach for Reinforced Concrete Buildings Using Seismic Response Data. *Engineering Structures*. 15 October 2019, vol. 197, pp. 122-143.
7. S.A. Diaz, L.G. Pujades, A.H. Barbat, Y.F. Vargas, D.A. Hidalgo-Leiva, Energy Damage Index Based on Capacity and Response Spectra. *Engineering Structures*. 2017, vol.152, pp. 424-436.
8. Luisa Bertoa, Marco Bovo, Irene Rocca, Anna Saetta, Marco Savoia, Seismic Safety of Valuable Non-Structural Elements in RC Buildings: Floor Response Spectrum Approaches. *Engineering Structures*. 2020, vol. 205, pp. 21.

Standards

1. СП 14.13330.2018. Construction in seismic regions. Updated edition of SNIP II-7-81

Для цитирования: Чернов Ю.Т., Кбейли Джаафар. К расчету конструкций на сейсмические воздействия с учетом изменений конструктивной схемы в процессе колебаний // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 3. С. 19-30. **DOI 10.37153/2618-9283-2020-3-19-30**

For Citation: Chernov Yu.T, Qbaily Jaafar. The Analysis of a Structure Subjected to Seismic Action, Taking into Account the Change in the Structure's Design in the Vibration Process. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 3, pp. 19-30. (In Russian). **DOI 10.37153/2618-9283-2020-3-19-30**

*Проектирование, строительство и реконструкция сейсмостойких
зданий и сооружений*
Design, building and reconstruction of aseismic constructions

УДК 624-042; 698.841

**Новые конструктивные системы жилищно-гражданских зданий и
проблемы актуализации сейсмических норм**

Хакимов Ш. А.

Кандидат технических наук, старший научный сотрудник, заведующий
отделом сейсмостойкого строительства АО «ToshuyjoyLITI»,
Ташкент, Республика Узбекистан

Аннотация: В статье рассматриваются вопросы применения новых
конструктивных систем в сейсмических районах и пригодности требований
сейсмических норм для их проектирования.

Ключевые слова: современные конструктивные системы, сейсмостойкое
строительство, актуализация сейсмических норм

**New Constructive Systems of Residential and Civil Buildings and Problems of
Actualization of Seismic Norms**

Khakimov Sh.A., PhD (Candidate of Science in Technics), Senior scientist, Head
of the Earthquake engineering department, JSC «ToshuyjoyLITI».
Tashkent, Republic of Uzbekistan

Abstract: The article examines the application of new design systems in seismic areas
and the suitability of seismic standards for their design.

Keywords: modern design systems, earthquake-resistant construction, actualization
of seismic norms

DOI 10.37153/2618-9283-2020-3-31-43

Действующие нормы проектирования в сейсмических районах за последние 25-30 лет мало изменились. Однако существенные изменения претерпела строительная палитра конструктивных систем жилищно-гражданских зданий, применяемых в строительстве на сейсмоопасных территориях.

Ранее применяемые конструктивные системы, на проектирование которых распространялись требования норм, проходили экспериментальную проверку их

несущей способности при динамических (типа сейсмических) нагрузках, а многие из них попадали в зону землетрясений расчетной интенсивности. И каждый раз после инженерного анализа последствий землетрясений нормы подвергались корректировке как в расчётных, так и в конструктивных отношениях.

В настоящее время экспериментальные работы по оценке сейсмостойкости новых конструктивных систем на территории стран СНГ практически не проводятся, пожалуй, за исключением Казахстана, где КазНИИСА с использованием вибромашины типа В-3, устанавливаемой на крыше, проводят испытания на натуральных зданиях с целью оценки сейсмостойкости новых конструктивных систем. Хотя у этой методики натуральных испытаний есть сторонники и противники, тем не менее, это единственный сохранившийся способ на постсоветском пространстве, который может дать ответы по оценке сейсмостойкости новых систем.

Если рассматривать новые конструктивные типы жилых зданий, то вырисовывается такая картина: применяемые 25-30 лет тому назад конструктивные системы в настоящее время практически не находят применения. Их место заняли неисследованные системы, на проектирование которых действующие сейсмические нормы не имеют полноценных расчётных и конструктивных рекомендаций. К таким системам относятся: безригельные системы, системы с так называемыми скрытыми ригелями, здания с гибкими первыми этажами, каркасно-стеновые конструкции с различным процентом соотношения стен и колонн, рамно-связевые системы, в которых вместо диафрагм используются короткие пилоны, Т-образные колонны, псевдокомплексные кирпичные здания до 7-9 этажей под видом каркасных систем, крупнопанельные здания с разряжёнными шпонками и составным перекрытием из многопустотных железобетонных плит безопалубочного виброформования (без шпонок на продольных гранях и арматурных выпусков по торцам), монолитные плоскостеновые железобетонные дома с единственной в продольном направлении внутренней несущей стеной, конструктивные системы, несущие конструкции которых армированы композитной арматурой практически с нулевым удлинением после разрыва, многоэтажные дома из гипсокартона системы KNAUF, усиленного гнутыми тонколистовыми стальными профилями и т. д. Для указанных конструктивных систем в действующих сейсмических нормах стран СНГ, как правило, отсутствуют рекомендации по назначению значений коэффициентов редукиции, этажности, упругопластических характеристик, а также конструктивные мероприятия, назначаемые без расчёта и др.

Таким образом, в первую очередь для проектирования новых конструктивных систем в действующих нормах следует актуализировать такие параметры, значения которых изменяются в зависимости от типа несущих конструкций здания. Это упругопластические характеристики системы, которые определяют значение коэффициента редукиции. Это повреждаемость и

уязвимость конструкций при землетрясениях, которые в какой-то мере диктуют такие параметры здания, как этажность, шаги и пролёты несущих конструкций. И наконец, мероприятия, назначаемые из конструктивных соображений, которые, как правило, привязаны к конкретному конструктивному типу здания.

По сейсмическим нормам бывшего СССР на всех территориях были установлены для массового строительства жилищно-гражданских зданий одинаковые как по названию, так и по сути, типовые конструктивные системы, в том числе кирпичные, каркасные и плоскостеновые конструктивные системы. Все эти конструктивные системы рассчитывались по одинаковой методике при одних и тех же значениях упругопластических параметров, этажности, шаги и пролёты несущих конструкций, а также мероприятия, назначаемые из конструктивных соображений, были практически одинаковыми. Все конструктивные типы зданий проходили тщательные экспериментальные исследования как в головных институтах, так и в периферийных. В периферийных институтах республик, расположенных на сейсмоопасных территориях, проводились доисследования конструкций однотипных конструктивных систем, имеющих отличительные особенности, привязанные к местным условиям и технологиям их возведения.

Таким образом, для перечисленных новых конструктивных систем необходимо найти место в перечне конструктивных систем сейсмических норм, каким-то образом (расчётным или экспериментальным) ранжировать их по степени уязвимости и повреждаемости, определить так называемый уровень их природной сейсмостойкости по отношению к известным конструктивным системам. Эти новые конструктивные системы необходимо наделять значениями коэффициента редукиции, учитывающего допускаемые повреждения конструкций. При невозможности установления корректных значений коэффициентов редукиции по отношению к новым конструктивным системам, их необходимо проектировать на основании специальных технических условий (СТУ).

Не берусь судить, хорошо это было или плохо, но однозначно – был какой-то хороший порядок. И надо указать, что недостаточно хорошо экспериментально изученные новые конструктивные системы, поспешно внедрённые в строительство, негативно проявлялись при реальных землетрясениях. В целом, конструктивные системы массового типа, технические решения и рекомендации их проектирования базировались на результатах экспериментов, достаточно хорошо переносили реальные землетрясения, в том числе и расчётные.

В настоящее время практически все страны СНГ имеют свои национальные нормы: хорошо это или не очень? Наверное, хорошо в том смысле, что каждая республика отражает в своих национальных нормах особенности, свойственные стране. Это в основном касается параметров сейсмической опасности, менталитета, экономических и других возможностей. Однако следует указать, что в конструктивном отношении все конструктивные

системы во всех нормах сохранили в основном привычные нам всем формулировки названий, но практически во всех сейсмоопасных республиках начали возводить здания с применением конструктивных систем с одними и теми же названиями, но существенно отличающимся содержанием. Например, здания с привычным названием каркасной системы, возводимые сегодня в России, Узбекистане, Казахстане, Грузии и др., очень серьёзно отличаются друг от друга и от традиционных в конструктивном отношении. Многие из них привязаны к новым современным технологиям сборного и монолитного домостроения. По-хорошему, они должны иметь иные названия, отражающие специфику их конструктивных решений. И следует отметить, что практически ни в одном нормативном документе стран СНГ не отражаются эти специфические свойства конструктивных систем с одноимёнными названиями, но различных по сути.

Если мы возьмёмся сравнивать значения, например, упругопластических параметров одноименных конструктивных систем, их этажность и др., приведённых в разных национальных нормах, то не получим тождественных значений. В таблице 1 приведены значения параметра, учитывающего допускаемые значения относительной неупругой деформации системы, норм разных времён некоторых стран СНГ. Из анализа следует, что однотипные конструктивные системы наделены разными значениями указанного параметра, что в конечном итоге приводит к различной величине расчётной сейсмической нагрузки. Правильно ли это? Надо найти ответ.

Таблица 1 – Значения коэффициентов редукации

Table 1 – Values of Reduction Coefficients

Тип несущей конструкции	Нормы страны				
	Казахстан	Украина	Россия	Армения	Узбекистан
Панельные здания	0,2	0,25-0,35	0,25	0,5-0,55	0,17-0,54 (для разных элементов)
Железобетонные каркасы	0,25	0,25-0,45	0,3-0,4	0,4-0,45	
Кирпичные здания	0,4	0,4-0,45	0,4	0,6	
Металлические каркасы	0,3	0,25-0,3	0,22-0,25	0,3-0,35	

Заметим, что и названия коэффициента, учитывающего допускаемые значения упругопластических параметров здания, в нормах стран СНГ разные:

Украина: K_1 – коэффициент, учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения здания;

Казахстан: K_2 – коэффициент редукиции, учитывающий конструктивные решения здания;

Армения: K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения конструкций при землетрясениях;

Россия: K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений;

Узбекистан: r – коэффициент редукиции, зависящий от допускаемой относительной неупругой деформации элемента (заметьте, не здания в целом) μ и периода собственных колебаний здания T_1 .

Если мы возьмём значения допускаемых поэтажных перекосов здания, то их значения разнятся между собой для одних и тех же конструктивных систем по нормам стран СНГ.

Аналогичная картина по требованиям к этажности зданий, что показано в таблице 2.

Таблица 2 – Предельная этажность зданий различных конструктивных систем по нормам стран СНГ

Table 2 – Maximum Number of Storeys of Buildings of Various Structural Systems According to the Norms of the CIS Countries

Нормы страны	Конструктивная система								
	Панельные			Рамные каркасы			Связевые каркасы		
	Баллы								
	7	8	9	7	8	9	7	8	9
Казахстан	16	12	9	9	7	5	20	16	12
Украина	20	16	10	7	5	3	16	12	9
Россия	16	14	12	7	5	3	16	12	9
Армения	16	14	12	16	14	12	16	14	12
Узбекистан	20	16	12	12	9	6	16	12	9

Мы рассмотрели данные для зданий, конструктивные системы которых имели под собой основание в виде обширных экспериментальных исследований. Если мы обратимся к сейсмическим нормам Узбекистана – значениям упругопластических характеристик как для здания в целом, так и для отдельных элементов, то следует указать, что все они получены по результатам прямых экспериментальных исследований известных нам конструктивных систем. Поскольку упругопластические свойства системы очень чувствительны к типу

конструктивной системы, тогда для новых типов зданий необходимо будет выполнять целый цикл испытаний для получения истинных значений или близких к ним для новых типов конструктивных систем зданий.

В условиях полного отсутствия экспериментальных данных из-за того, что в настоящее время практически во всех странах СНГ не проводятся обширные экспериментальные работы, получить достоверные данные лишь по результатам расчётов, модельного проектирования не представляется возможным. В этой ситуации в первое время значения коэффициентов редукции можно будет назначать в составе специальных технических условий, основываясь, например, на экспертном ранжировании уязвимости новых систем и расчётной оценке периодов их основного тона.

Таблица 3 – Таблица уязвимости (прочности) каркасных систем (гармонизированная со шкалой EMS-98)
 Table 3 – Table of vulnerability (strength) of frame systems (harmonized with the EMS-98 scale)

	Конструктивный тип здания	Этаж- ность* 8	Вероятный класс уязвимости							
			A1	A2	B	C	D	E	F1	F2
1	Жесткие здания с гибкими нижними этажами	8		————	—					
2	Системы с неполным монолитным железобетонным каркасом	7-8		—	—					
3	Монолитные железобетонные безригельные каркасные системы	7-8		—	—					
4	Монолитные железобетонные каркасные здания с кирпичным заполнением, участвующем в восприятии сейсмических нагрузок. Вариант 1	8			————	-				
5	Монолитные железобетонные каркасные здания с заполнением кирпичной кладкой, не участвующей в восприятии сейсмических нагрузок с ригелями в двух направлениях	6			—	————	-			
6	Монолитные железобетонные каркасные здания с кирпичным заполнением, участвующем в восприятии сейсмических нагрузок. Вариант 2	8			—	————	-			
7	Рамно-связевые каркасные здания из монолитного железобетона	9-10			————	————	—			
8	Связевые каркасные системы из монолитного железобетона	9-10			————	————	—			
9	Каркасно-стеновые безригельные системы из монолитного железобетона	7-9			—	————	————			

Примечания к таблице 3:

1. Классы уязвимости А, В, С, D, Е, F расположены в порядке их увеличения по уровню сейсмостойкости и двум подклассам уязвимости А2 и F2, где А2 – «абсолютная уязвимость» (хуже, чем класс А), а F2 – «гарантированная надёжность» (лучше, чем F).
2. Вариант 1 в строке 4 означает, что возведение каркаса опережает возведение кирпичного заполнения, участвующего в работе.
3. Вариант 2 в строке 6 означает, что кирпичное заполнение стен, участвующее в работе, опережает возведение монолитного каркаса. Практически все перечисленные конструктивные системы каркасных зданий, перечисленные в таблице 3, не попадали под воздействие сильных землетрясений на территории республик Центральной Азии. Дефицит их сейсмостойкости определяется как разность между уровнем сейсмостойкости сооружения и величиной возможного сейсмического воздействия на площадке строительства.

Надёжность строительных конструкций зданий при сейсмическом воздействии достигается совместным применением расчёта и основных положений по проектированию, включающих объёмно-планировочные решения и конструктивные элементы. Ни один из этих двух элементов проектирования не является достаточным для разработки проекта сейсмостойкого объекта и ни один не достаточен для суждения о его сейсмостойкости.

Для получения объективных оценок данных о сейсмостойкости зданий, их оценка, обобщённая и многофакторная, учитывает значительное количество неопределённостей, в том числе прогноз времени, места, интенсивности, спектра, длительности землетрясения, а также диссипативные способности сооружения, склонность к прогрессивному разрушению и др.

Немаловажным при этом является учёт эмпирических данных о поведении различных сооружений при землетрясениях, конструктивных особенностей, общее понимание механизмов сейсмических разрушений.

Влияние отдельного фактора на общую сейсмостойкость здания зависит от многих параметров. Сложность количественной оценки всех этих факторов позволяет представить каждый из них в виде произведения,

$$S = \sum_{i=1}^4 a_i S_i ,$$

где a_i – удельный вес данного фактора по его влиянию на общую сейсмостойкость конструкции;

S_i – выраженная в долях единицы степень соответствия данного фактора для рассматриваемого объекта в реальном случае по сравнению со случаем, когда данный фактор полностью соответствует требованиям действующих регламентов или нормативных документов, или имеет наивысшую оценку сейсмостойкости (равную единице).

Здесь и далее не приводятся процедуры расчётов значения S для рассматриваемых конструктивных типов зданий.

Многие рассматриваемые типы конструктивных систем были идентифицированы с аналогичными типами в зарубежных странах, которые подвергались землетрясениям расчётной интенсивности. Эти данные были использованы при анализе конструктивных систем, возведённых в городах Узбекистана, и их ранжировании по уязвимости или несущей способности.

Таким образом, на основании анализа последствий мировых землетрясений, расчётных методов оценки сейсмостойкости с использованием факторов, определяющих сейсмостойкость строительных конструкций зданий и сооружений S_i , была составлена в первом приближении таблица уязвимости (прочности) рассматриваемых типов зданий, гармонизированная со шкалой EMS-98.

Данные таблицы 3 могут быть откорректированы после проведения, например, натурных исследований несущей способности новых типов зданий с использованием сейсмометрических методов.

В действующие сейсмические нормы Узбекистана предлагается ввести рекомендации по проектированию новых конструктивных типов гражданских зданий, в том числе безригельных каркасов, жёстких зданий с гибкими первыми этажами, каркасно-стеновых систем и др.

Безригельные псевдорамные системы являются самыми уязвимыми при землетрясениях. Недостатки безригельных каркасов проявляются в том, что отсутствие ригелей не позволяет обеспечить жёсткие узлы соединения с колонной, что приводит к увеличению (в 4 раза) пролётных моментов в плитах, при сейсмических воздействиях колонны значительно перегружаются, система имеет большие перемещения. Всё это является причиной высокой повреждаемости безригельных систем при землетрясениях. Колонны при образовании трещин в зоне примыкания плит могут начать работать по консольной схеме на всю высоту здания, а не как рама, что весьма опасно. Опасно и то, что многие проектировщики довольно вольно оперируют вводимой в расчёт шириной ригеля безригельной системы. Иногда ригель принимают шириной 100, 200, 300 см и более. В таких случаях расчёт даёт удовлетворительные результаты по несущей способности системы.

В основу концепции и технических решений необходимо заложить возможность разгрузки стоек и зоны опирания плит от воздействия горизонтальных и вертикальных сейсмических нагрузок. Для этого предлагается проектировать, как правило, связевые безригельные системы, в которых горизонтальные сейсмические нагрузки расчётами 100% воспринимаются связями в виде диафрагм жёсткости, ядер жёсткости и др. Кроме этого, по осям колонн в ортогональных направлениях необходимо организовать зоны усиленного армирования, включая применение жёсткой арматуры. По периметру зданий по осям крайних колонн следует устраивать ригели. В качестве ядер жёсткости могут быть использованы лестнично-

лифтовые клетки в тех случаях, когда они не создают большие эксцентриситеты между центрами масс и жёсткостей. В зданиях высотой более 2 этажей сечения стоек (колонн) должны быть не менее 50x50 см, а при сейсмичности 9 и более баллов иметь в сечении стоек первого этажа жёсткую арматуру.

В Узбекистане здания с гибким первым этажом практически не возводились. В настоящее время объём их строительства растёт. Поэтому этот тип зданий, как наиболее уязвимый при землетрясениях, нуждается в своём совершенствовании. Главная причина разрушения зданий с гибкими первыми этажами – это потеря устойчивости стойками из-за значительных перемещений.

Из-за огромной разницы жёсткостей первого этажа и верхних этажей самым опасным участком становится сечение колонны на границе перехода их в заделки в фундамент и ригель. При землетрясении происходит смятие бетона колонны почти одновременно по концам заделки. Происходит раздробление бетона в зоне заделки и при больших перемещениях – потеря устойчивости колонн и их полное разрушение.

Одним из путей совершенствования систем с гибким первым этажом является выравнивание жёсткостей первого и вышележащих этажей. Реализовать эту задачу без дополнительных затрат и без ущерба гибкости планировки первого этажа практически невозможно. Можно рекомендовать для детальной последующей разработки следующие приёмы повышения сейсмостойкости жёстких зданий с гибкими первыми этажами:

- перевод жёстких верхних этажей в гибкую систему;
- введение элементов повышения жёсткости первого гибкого этажа.

Повышение жёсткости гибкого этажа может осуществляться, например, путём принятия следующих конструктивных решений:

- сечения колонн первого этажа должны быть не менее 50x50 см для зданий до 9 этажей;
- введение в сечение железобетонной колонны первого этажа жёсткой арматуры; при этом минимум 70% прочности сечения колонны должна обеспечивать жёсткая арматура;
- введение дополнительных элементов жёсткости в конструкции первого гибкого этажа в виде диафрагм жёсткости в крайних продольных и поперечных шагах каркаса. При этом жёсткие элементы могут быть предусмотрены и за пределами здания в виде пристроек, как в поперечном, так и в продольном направлениях. Для целей повышения жёсткости гибкого этажа могут быть использованы конструкции лестнично-лифтовой шахты;
- не допускаются безригельные конструкции перекрытий. При этом ригели должны присутствовать в двух ортогональных направлениях. Рекомендуется ригель в зоне соединения с колонной первого этажа также усилить дополнительно жёсткой

арматурой. Это позволит избежать смятия колонны в зоне соединения колонн с ригелем;

- рекомендуется перекрытия выполнять, как правило, в монолитном варианте. Допускается использование в качестве перекрытия железобетонных плит пустотного настила безопалубочного виброформования. При этом они используются в качестве несъемной опалубки для монолитного перекрытия.

Для обсуждения в таблице 4 приводятся требования к предельной этажности новых типов конструктивных систем жилищно-гражданских зданий.

Таблица 4 – Габаритные параметры из железобетонных и металлических конструктивных систем

Table 4 – Overall parameters of reinforced concrete and metal structural systems

№ п/п	Несущие конструкции	(Высота здания, м) и число этажей при сейсмичности площадки				
		7	8	9	>9	9*
1	2	3	4	5	6	7
1	Одноэтажные каркасы					
1.1	Металлические (стальные) каркасы	ТНСП	ТНСП	ТНСП	11	7,5
1.2	Железобетонные каркасы	ТНСП	ТНСП	15	11	7,5
2	Многоэтажные каркасы					
2.1	Металлические (стальные) каркасы					
	а) рамно-связевые, связевые	(70)20	(56)16	(42)12	(19)5	(12)3
	б) рамные	(42)12	(33)9	(24)7	(12)3	(8)2
2.2	Монолитные железобетонные каркасы, в т.ч. сборные перекрытия					
2.2.1	рамный с ригелями в ортогональных направлениях без диафрагм	(24)7	(19)5	(12)3	(8)2	-
2.2.2	связевой или рамно-связевой	(56)16	(42)12	(33)9	(15)4	(12)3
2.2.3	безригельный (без диафрагм)	-	-	-	-	-
2.2.4	безригельный связевой с диафрагмами, ядрами жесткости и ригелями по периметру здания	(33)9	(24)7	(19)5	-	-
2.2.5	рамный с жесткой арматурой	(42)12	(33)9	(24)7	(12)3	(12)3
2.2.6	каркасно-каменные	(38)10	(24)7	(19)5	(8)2	(8)2
2.2.7	рамный с диафрагмами из штучной кладки	(33)9	(21)6	(15)4	(12)3	(12)3
2.2.8	жесткие здания с «гибким» первым этажом	(24)7	(19)5	(12)3	-	-
2.2.9	каркасно-стеновые	По техническим условиям				
2.2.10	конструктивные системы с элементами сейсмоизоляции	По техническим условиям				
2.2.11	конструктивные системы с элементами сейсмогашения	По техническим условиям				
2.2.12	сборные и сборно-монолитные железобетонные каркасные системы (за исключением сборных перекрытий)	По техническим условиям				
2.2.13	каркасные системы с неполным каркасом	-	-	-	-	-
2.2.5	рамный с жесткой арматурой	(42)12	(33)9	(24)7	(12)3	(12)3
2.2.6	каркасно-каменные	(38)10	(24)7	(19)5	(8)2	(8)2
2.2.7	рамный с диафрагмами из штучной кладки	(33)9	(21)6	(15)4	(12)3	(12)3

Примечание: допускается применение указанных в таблице конструктивных систем повышенной этажности, запроектированных по специальным техническим условиям.

В странах дальнего зарубежья, расположенных на сейсмоопасных территориях, таких как Япония, США, Китай, Македония, Италия, Новая Зеландия и др., экспериментальным исследованиям новых конструктивных систем, материалов, конструкций уделяется огромное внимание. В этих и других странах не сворачиваются экспериментальные исследования, а наоборот, получают дальнейшее развитие и совершенствование.

Литература

1. КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических районах» / Госархитектстрой РУз. Ташкент. 1996. 65 с.
2. Хакимов Ш. А. Сейсmobезопасность конструктивных систем современных жилищно-гражданских зданий Центральноазиатского региона // Геориск. 2017. №1. С. 54-60.

References

1. KMK 2.01.03-96 «Construction in earthquakeprone areas». Gosarkhitektstroy of the RUz. Tashkent. 1996, 65 p. [In Russian]
2. Khakimov Sh. A. Seismic safety of modern residential buildings structural systems of Central-Asian region. GeoRisk. №1, pp. 54-60. [In Russian]

Для цитирования: Хакимов Ш. А. Новые конструктивные системы жилищно-гражданских зданий и проблемы актуализации сейсмических норм // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 3. С. 31-43. DOI [10.37153/2618-9283-2020-3-31-43](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-31-43)

For Citation: Khakimov Sh.A. New Constructive Systems of Residential and Civil Buildings and Problems of Actualization of Seismic Norms. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 3, pp. 31-43. (In Russian). DOI [10.37153/2618-9283-2020-3-31-43](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-31-43)

*Проектирование, строительство и реконструкция сейсмостойких
зданий и сооружений
Design, building and reconstruction of aseismic constructions*

УДК 699.841

**Эксплуатационная надежность производственных зданий в сейсмически
опасных районах**

Кулов Р. П.

Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»
ФГБОУ ВО «Северо-Кавказский горно-металлургический институт»
(государственный технологический университет),
Владикавказ, Российская Федерация

Кулов А. Р.

Инженер-строитель, ФГБОУ ВО «Северо-Кавказский горно-
металлургический институт» (государственный технологический
университет), соискатель,
Владикавказ, Российская Федерация

Кулова Х. Р.

Архитектор. ГОУ ДО «Дворец творчества детей и молодежи имени
А. П. Гайдара»,
Москва, Российская Федерация

Аннотация: Представлено решение одноэтажного промышленного здания, работоспособного при значительных горизонтальных сейсмических колебаниях. Сейсмостойкость здания осуществлена за счет отделения плиты-подошвы фундамента, опирающейся на грунт, от остальной части многоступенчатого фундамента под колонну каркаса. В образованном конструктивном зазоре в индивидуальных ячейках расположены точечные опоры-шары, имеющие свободу перемещения в горизонтальной плоскости. При горизонтальных колебаниях земли и плиты-подошвы остальная часть фундамента и само здание остаются в состоянии покоя. Отмечается интересный факт: работоспособность и надежность предлагаемого решения сейсмостойкости здания получили неожиданное подтверждение сообщением о том, что одно из зданий в чилийской столице Сантьяго, построенное в XVI веке и пережившее десятки землетрясений, является самой старой постройкой, у которой древние стены установлены на шарообразные камни.

Ключевые слова: промышленное здание, сейсмостойкость, горизонтальные колебания, автономная плита-подошва фундамента, точечные опоры-шары

Operational Reliability of Industrial Buildings in Seismically Dangerous Areas

Kulov R. P., PhD (technical), associate professor, North-Caucasian Mining and Metallurgical Institute (State Technological University), Vladikavkaz, Russian Federation.

Kulov A. R., construction engineer, North-Caucasian Mining and Metallurgical Institute (State Technological University), academic degree applicant, Vladikavkaz, Russian Federation

Kulova H. R., architect, SEI AE «Gaidar Palace of Children and Youth Creativity», Moscow, Russian Federation

Abstract: The solution of a single-storey industrial building, of working with significant horizontal seismic vibrations. Earthquake building carried out by separating the sole-plate foundation resting on the ground, from the rest of the multi-stage foundation for the frame column. The gap formed by constructive in the individual cells are arranged point-balls bearings, have freedom of movement in the horizontal plane. Under horizontal vibrations of the earth and the sole-plate the rest of the basement and the building itself remain at rest. It noted an interesting fact: the performance and reliability of the proposed solutions of seismic stability of buildings received unexpected confirmation, that one of the buildings in the Chilean capital of Santiago, built in the sixteenth century, survived dozens of earthquakes, is the oldest building and it became clear that its ancient walls are mounted on ball-shaped stones.

Keywords: industrial building, seismic resistance, horizontal vibrations, self-cooker sole foundation, dot-balls bearing

DOI [10.37153/2618-9283-2020-3-44-52](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-44-52)

Введение

Гарантированная безотказность промышленных зданий при их эксплуатации, а значит, и беспрепятственный выпуск промышленной продукции чрезвычайно важны для государства.

Прогнозируемая эксплуатационная надежность промышленного здания, то есть противодействие всевозможным силовым и несиловым проявлениям эксплуатационной среды была бы более достоверной, если бы не сейсмика. Из всех видов силовых воздействий на здание, несомненно, самыми разрушительными являются сейсмические из-за значительной силы, внезапности, непредсказуемой длительности. Земля с ее колебаниями, как свидетельствует многовековая трагическая статистика, самый грозный природный контролер качества строительной продукции.

Сведя воедино и значимость промышленных зданий, и условия их эксплуатации (зачастую неблагоприятные), и значительные деформации при сейсмике, вплоть до разрушения, имеем трудно решаемую проблему сейсмостойкости промышленных зданий. Тем более при весьма значительных сейсмических проявлениях, выходящих иногда за пределы расчетных сейсмических параметров. Конечно, такое «зашкаливание» смертельно для здания. Но сейсмические проявления могут иметь и другой сценарий: колебания малой или средней интенсивности, но частые и длительные. Как выразился один из проектировщиков: «...в сейсмическом районе нас постоянно трясет, но мы этого не замечаем». Есть колебания - есть и соответствующие деформации здания: и микро, и побольше, и видимые, и скрытые. Итоговое значение деформаций неопределенное, и скорее всего, не вызывающее оптимизма.

Сейсмостойкость каркасных промышленных зданий обеспечивается общепринятыми антисейсмическими мероприятиями (объемно-планировочными и конструктивными) [1]. Со временем конструктивные решения сейсмостойких зданий изменяются, совершенствуются [2], в том числе, и для промышленных зданий [3], [4], образующих особую группу среди других зданий. Однако вышеназванные антисейсмические мероприятия удорожают строительство, обуславливают существенные ограничения технологического и объемно-планировочного характера, при этом конструктивные решения работоспособны в определенных пределах, так как привязаны к заданной расчетной сейсмичности. Реальность же такова: прогнозировать сейсмичность (расчетное значение) примерно можно, точно – нельзя. Земле, надо полагать, ничего не стоит нарушить «правила игры» со специалистами и перейти за пределы расчетной сейсмической величины. И тогда – катастрофа.

Для обеспечения сейсмостойкости зданий имеются конструктивные решения иной направленности, которые снижают, гасят до определенного уровня сейсмические воздействия на здания путем использования разнообразных демпферов [5], [6], [7], гасителей колебаний [8], [9] или же изолируют, по мере возможности, здание от сейсмического воздействия введением между зданием и фундаментом сейсмоизолирующих опор.

Основная часть

Анализ существующих решений сейсмостойких зданий показывает, что они сравнительно успешно выполняют свои функции, но их область действия в большей или меньшей степени ограничена. Причина одна: изначально принимается условие – колебания земли (речь идет о разрушительных горизонтальных колебаниях) обязательно передаются на здание. Логично, так как здание стоит на земле, точнее, «вкопано» в землю. Да, но если сейсмическое событие вцепилось «мертвой хваткой» в здание, то все меры предохранения и спасения от землетрясения – это полумеры.

Когда-то сработают (но шрамы-деформации в здании останутся), когда-то нет. Характерно, что исследования и научные статьи, конструкции и патенты на изобретения по данной теме предполагают решения сейсмостойкости, определяемые словами: усиление, рассеивание энергии, скольжение, противофазовое колебание и др. Термины правильно отражают суть действия предлагаемых способов уменьшения воздействия сейсмике на здание, сооружение, работая в определенных границах и, соответственно, в этих пределах снижают сейсмическое воздействие на сооружение. Но нигде не говорится о полной изоляции здания от, к примеру, горизонтальных сейсмических колебаний.

Оптимальными (по определенным критериям) решениями рассматриваемой проблемы могут быть лишь те, которые исходят из иных условий задачи: исключение каких-либо деформаций строительного объекта от действия горизонтальных инерционных сил. А значит, «устранение» горизонтальных сейсмических колебаний, а правильное, выведение объекта из зоны влияния этих колебаний. Соответствующие конструктивные решения в корне изменили бы ситуацию.

Такое решение, в принципе, возможно. Ранее мы излагали особенность работы подобного конструктивного решения, апробированного в лабораторных условиях испытаниями модели сейсмостойкого здания, сейсмостойкого моста. Предлагаемое решение сейсмостойкости строительного объекта позволяет полностью устранить воздействие горизонтальных сейсмических колебаний на любое искусственное сооружение, опирающееся на землю и, следовательно, свести на нет наиболее разрушительные горизонтальные инерционные силы. Суть решения заключается в особом способе опирания строительного объекта на землю [10]. Объект отделён от нижней части фундамента, передача нагрузки осуществляется посредством точечных несущих элементов в виде металлических шаров, неограниченно подвижных в своих индивидуальных ячейках для горизонтальных сейсмических перемещений. Конструктивная автономность строительного объекта от земли, хотя он и опирается на землю, позволяет создать эффект неподвижности объекта при значительных горизонтальных колебаниях земли. Причем любого горизонтального направления относительно объекта: поперечного, продольного, диагонального, кругового и пр. Поверхность земли буквально «прокатывается» мимо, не имея возможности каким-либо образом «зацепиться» за объект и он остается вне действия колебаний. По принятой терминологии имеет место – «полная горизонтальная сейсмоизоляция», то есть полная изоляция здания от воздействий горизонтальных сейсмических колебаний.

Этот эффект, полученный в ходе лабораторных испытаний, должен быть использован в реальном проектировании. Подобная система способна работать при сейсмике 9-10 баллов и более. Необходима лишь несложная корректировка соответствия размеров чаш для шаров с величиной

прогнозируемого сейсмического перемещения для беспрепятственного прокатывания шаров, а механизм работы системы неизменный, эффект работы – такой же. Правильный прогноз величины перемещения или же установка чаш с заранее завышенным диаметром обеспечивает в любом случае сейсмостойкость строительного объекта (если, конечно, при сверхкатастрофе земля не разверзлась под зданием, и оно не провалилось в эту чудовищную трещину).

Принцип рассмотренной системы положен в основу сейсмостойкости одноэтажного промышленного здания. Каркас такого здания, как правило, обладает самостоятельной устойчивостью из-за значительной ширины и длины здания, наличия связей между колоннами и между несущими конструкциями покрытия, наличия фундаментных балок с функциями одновременно и распорок между фундаментами каркаса.

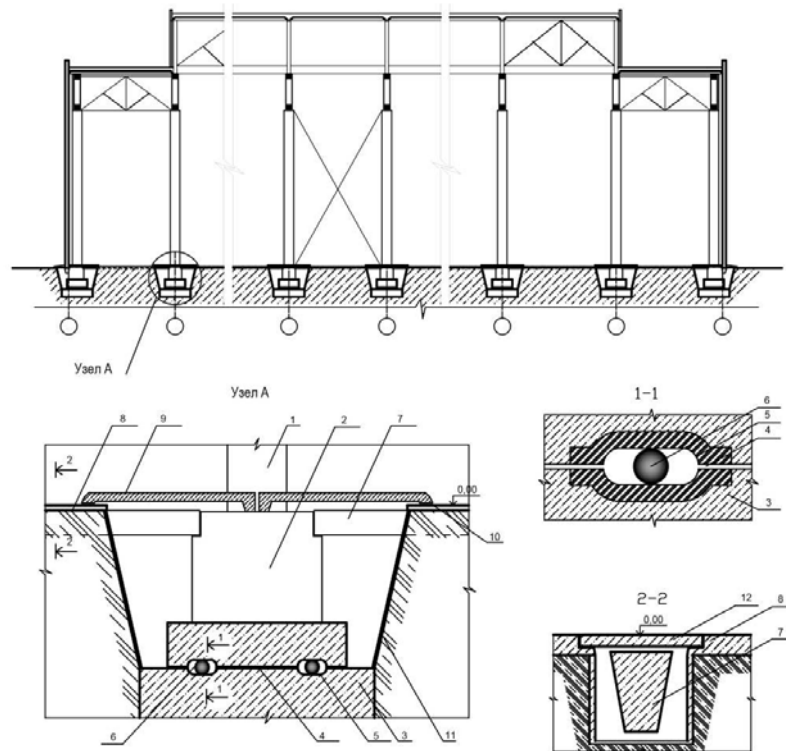


Рисунок 1 – Сейсмостойкое промышленное здание

1 – колонна каркаса, 2 – фундамент, 3 – плита-подошва фундамента, 4 – конструктивный зазор, 5 – углубление-металлическая чаша, 6 – металлический шар, 7 – фундаментная балка-распорка, 8 – пол, 9 – надфундаментная плита, 10 – шов скольжения, 11 – анкер с сеткой, 12 – плита пола

Figure 1 - Earthquake-resistant industrial building

1 – column of the frame, 2 – foundation, 3 – plate-bottom of the foundation, 4 – structural gap, 5 – recess-metal bowl, 6 – metal ball, 7 – foundation beam-spacers, 8 – floor, 9 – foundation plate, 10 – slip junction, 11 – anchor with mesh, 12 – floor plate

Конструктивное решение сейсмостойкого одноэтажного промышленного здания [11] представлено на рис.1. В многоступенчатых фундаментах под колонны каркаса и колонны фахверка нижняя ступень фундамента, являющаяся плитой-подошвой, отделена от остальной части фундамента. В образовавшемся конструктивном зазоре размещены точечные опоры в виде металлических шаров. Тем самым, плита-подошва, установленная на грунт, имеет свободу перемещения относительно остальной части фундамента, на которую опирается колонна и, следовательно, здание. Шары расположены в углублениях конструктивного шва. Углубления представляют собой индивидуальные ячейки, состоящие из закрепленных в бетоне горизонтально расположенных металлических круглых чаш. Диаметр чаш больше, чем возможная величина сейсмических перемещений. В фундаменте не менее четырех одиночных шаров. Фундамент выше уровня шаров не имеет контакта с грунтом, для чего откосы грунта укреплены некорродирующей сеткой с фиксирующими анкерами. Фундамент изолирован от пола здания посредством швов скольжения (или прокатывания) в виде микрошаров между надфундаментной плитой и полом. Фундаментные балки-распорки, закрепленные к фундаменту, также не имеют контакта с окружающим грунтом и полом здания, так как размещены в индивидуальных минитраншеях.

Принцип работы сейсмостойкого здания – при любых горизонтальных колебаниях земли и соответствующих сейсмических перемещениях плиты-подошвы точечные опоры-шары свободно прокатываются в любом горизонтальном направлении в своих ячейках, вследствие чего здание остается в состоянии покоя.

Приведем весьма неожиданный для нас интересный исторический факт, имеющий непосредственное отношение к рассматриваемой теме. В журнале «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» (№2, 2016, с. 4-5) в разделе «Новости» было опубликовано сообщение: «Чилийские архитекторы приблизились к разгадке удивительной сейсмоустойчивости...». Здание, построенное в XVI веке и пережившее десятки землетрясений, является самой старой постройкой в чилийской столице Сантьяго и «...выяснилось, что древние стены здания шириной 1,7 метра установлены на шарообразные камни, которые во время землетрясения служили своеобразными амортизаторами». Кроме того, в ходе раскопок под зданием были обнаружены еще одни стены, которые «...предположительно, должны были удерживать каменные шары на месте». Вот такое, аналогичное нашему, конструктивное решение сейсмостойкости здания дошло к нам сохранившимся в целости из глубины веков через все природные катаклизмы. Примечательно, что суть идеи была успешно

материализована еще в 16 веке в каменном варианте. Более того, природа, жесточайший экспериментатор, оценила работоспособность этой конструктивной системы во времени длительностью более 4-х веков. Уникальный природный эксперимент и уникальный результат: упоминаемое здание считается единственным сохранившимся образцом колониальной архитектуры в Сантьяго. Большинство зданий этого стиля были разрушены землетрясением 1647 года.

Заключение

Предлагаемое конструктивное решение сейсмостойкого здания позволит полностью изолировать промышленное здание от разрушительных горизонтальных колебаний, не применять соответствующие антисейсмические мероприятия, гарантировать в условиях этих воздействий работоспособность здания.

Устранение горизонтальных инерционных сил обеспечит целостность, безотказность здания на период эксплуатации и, соответственно, беспрепятственный выпуск промышленной продукции.

Конструктивное решение не сложно в изготовлении, технологически осуществимо.

Исследования этой сейсмостойкой системы следует продолжить на укрупненных моделях при сотрудничестве с заинтересованной организацией для последующего опытного проектирования.

Литература

1. Дятков С. В. Архитектура промышленных зданий. Учебник для студентов ВУЗа. М.: Издательство Ассоциации строительных ВУЗов. 2010. С. 428-438.
2. Белаш Т. А. Особенности строительства и эксплуатации сейсмостойких зданий // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2008. №4. С. 6-14.
3. А.с. 1432170 Металлический каркас одноэтажного сейсмостойкого промышленного здания // Кузьменко С.М. и др. Опубл. 23.10.1988. Бюл. №39.
4. Абаканов М. С. Одноэтажные каркасные здания для сейсмических районов с шарнирными узлами соединения конструкций покрытия с колоннами // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2011. № 6. С. 33-37.
5. Нашиф А. Демпфирование колебаний. М.: Мир.1988.С. 59-67.
6. Патент РФ на изобретение N 2507344. Сейсмостойкое здание / Пеньковский Г. Ф. и др. Опубл. 20.02.2014.
7. Дукарт А. В. Двухслойный континуальный гаситель колебаний // Известия ВУЗов. Строительство. № 8. 2014. С. 5-7.

8. Абовский Н. П. О возможности внешних сейсмозащитных устройств // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2011. № 6. С. 38-41.
9. Рутман Ю. Л. Маятниковые сейсмоизолирующие опоры. Конструкция, расчет, эксперимент // Инженерно-строительный журнал. 2012. №1. С. 31-36.
10. Патент РФ на изобретение N 2428550. Сейсмостойкое здание / Кулов Р.П., Кулов А. Р. Опубл. 10.09.2011.
11. Патент РФ на изобретение N 2589244. Сейсмостойкое промышленное здание / Кулов Р. П. 09.06.2016.
12. Патент РФ на изобретение N 2693100. Сейсмостойкое каркасное здание / Кулов Р. П. Опубл. 01.007.2019.

References

1. Dyatkov S. V. Architecture industrial buildings. A textbook for university students. M.: Publisher Association building universities. 2010, pp. 428-438. [In Russian]
2. Belash T. A. Features of the construction and operation of earthquake-resistant buildings. Proceedings of Petersburg Transport University. 2008, no. 4, pp. 6-14. [In Russian]
3. А.с. 1432170 Metal frame single-storey industrial building Earthquake. Kuzmenko S.M. et al. Publ. 23/10/1988. Bull. N39. [In Russian]
4. Abakanov M. S. Single-storey frame buildings for seismic areas with articulated nodes compound structures coating the columns. Earthquake Engineering. Constructions Safety. 2011, no.6, pp. 33-37. [In Russian]
5. Nashif A. et al. Damping. M.: Mir, 1988, pp. 59-67. [In Russian]
6. RF patent for the invention N 2507344. Earthquake-proof building. Penkovsky G.F. et al. Publ. 02/20/2014. [In Russian]
7. Dukart A. V. Continual two-layer damper. Proceedings of the universities. Building. 2014, no.8, pp. 5-7. [In Russian]
8. Abovsky N. P. On the possibility of external Seismic devices. Earthquake Engineering. Constructions Safety. 2011, no.6, pp. 38-41. [In Russian]
9. Rutman Y. L. Pendulum seismic isolation supports. Construction, calculation, experiment. Magazine of Civil Engineering. 2012, no. 1, pp. 31-36. [In Russian]
10. RF Patent for Invention N 2428550. Seismic stability of buildings. Kulov R.P., Kulov A. R. Publ. 10.09.2011. 11. RF Patent for Invention N 2589244. Earthquake industrial building. Kulov R.P. [In Russian]

Для цитирования: Кулов Р. П., Кулов А. Р., Кулова Х. Р. Эксплуатационная надежность производственных зданий в сейсмически опасных районах // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 3. С. 44-52. DOI [10.37153/2618-9283-2020-3-44-52](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-44-52)

For Citation: Kulov R. P., Kulov A. R., Kulova H. R. *Operational Reliability of Industrial Buildings in Seismically Dangerous Areas. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety]*, 2020, no. 3, pp. 44-52. (In Russian). **DOI [10.37153/2618-9283-2020-3-44-52](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-44-52)**

УДК 699.841

Вероятностная оценка величин надежности и риска по результатам паспортизации

Лапин В. А.

Кандидат технических наук, директор Центра научных исследований – ученый секретарь АО «КазНИИИСА», член-корреспондент НИА РК и МИА, Алматы, Республика Казахстан

Алдахов Е. С.

Директор Центра сейсмостойкости и обследования АО «КазНИИИСА», Алматы, Республика Казахстан

Алдахов С. Д.

Заведующий отделом системного анализа последствий землетрясений АО «КазНИИИСА», Алматы, Республика Казахстан

Али А. Б.

Инженер АО «КазНИИИСА», Алматы, Республика Казахстан

Аннотация: В городе Алматы впервые проведена полная паспортизация жилого фонда многоквартирных зданий. Выявлена структура жилого фонда с выделением групп зданий по конструктивным решениям и оценке их сейсмостойкости. По результатам паспортизации впервые получены количественные оценки величин вероятности отказа для различных типов зданий. Получены формулы для оценки количественного значения сейсмического риска. Проведена оценка количества погибших при расчетном землетрясении. Результаты оценок будут использованы для практических рекомендаций по уменьшению риска и ожидаемых потерь при возможных землетрясениях.

Ключевые слова: паспортизация, риск, здание, потери, надежность, повторяемость

Probabilistic Assessment of Reliability and Risk Values by Certification Results

Lapin V. A.

Ph.D.in Engineering Science, Director of the Center for Scientific Research of the Construction Industry, Corresponding Member of the NIA of Kazakhstan and IEA, KazRDICA JSC,

Almaty, Republic of Kazakhstan

Aldakhov E. S.

Director of Seismic Resistance and Survey Center, KazRDICA JSC,

Almaty, Republic of Kazakhstan

Aldakhov S. D.

Head of the Department of Analysis of the Consequences of Severe Earthquakes, KazRDICA JSC,

Almaty, Republic of Kazakhstan

Ali A. B.

Engineer, KazRDICA JSC,

Almaty, Republic of Kazakhstan

Abstract: For the first time in Almaty full passport of apartment stock of multiapartment building was carried out. The structure of the housing stock was revealed with the allocation of groups of buildings according to structural solutions and assessment of their seismic resistance. Based on the results of certification, quantitative estimates of failure probability values for different types of buildings were obtained. Formulas for estimation of quantitative value of seismic risk are obtained. The number of deaths in the estimated zem-shakes was estimated. The results of the assessments will be used for practical recommendations to reduce risk and expected losses in possible earthquakes.

Keywords: certification, risk, building, losses, reliability, repetition

DOI [10.37153/2618-9283-2020-3-53-68](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-53-68)

1. Введение

Район расположения мегаполиса – города Алматы является самой высокосейсмичной территорией Центральной Азии. За последние 140 лет здесь произошло 3 сильных землетрясения магнитудой 7-8 – Верненское 1887 года, Чиликское 1889 года и Кебинское (Кеминское) 1911 года.

Население города Алматы в настоящее время составляет 2,0 млн. чел, а с учетом пригородов – 2,5 млн. чел. Фоновая сейсмичность территории города по шкале MSK-64(K) составляет 9 баллов. Согласно старой карте сейсмического районирования имеются достаточно обширные десятибалльные площадки, сложенные мягкими и рыхлыми грунтами. Вся центральная часть города находится в прямом смысле на тектонических разломах, часть из которых может быть сейсмогенерирующими.

Согласно карте сейсмического зонирования Республики Казахстан, медианные значения пика ускорения равны 0,38g с учетом повторяемости 1 раз в 475 лет и 0,73 g с учетом повторяемости 1 раз в 2475 лет (g – ускорение свободного падения). На территории Республики Казахстан с 12 декабря 2019 года действует новая нормативная база в строительстве на основе Еврокода. Следовательно, имеет место вероятностное описание параметров сейсмического воздействия и в достаточной степени формализовано понятие риска.

Первая паспортизация зданий города Алматы была проведена в конце 90-х годов прошлого века под руководством академика Жунусова Т.Ж. Были разработаны Рекомендации по паспортизации, и выполнена работа по паспортизации центральной части города.

Впервые оценки рисков ситуаций в г. Алматы изучались на международном совещании экспертов, состоявшемся 22-25 октября 1996 года. Было отмечено, что при землетрясении интенсивностью 9 баллов в Алматинской области в зависимости от времени года и времени суток может погибнуть до 75 тыс. человек, ранено до 300 тыс. чел. С этой даты началась разработка Программы защиты населения г. Алматы от землетрясений [1, 2].

Вторая паспортизация – выборочное обследование жилых многоквартирных зданий Алматы было выполнено в 2008 году в рамках «Исследования по управлению рисками, связанными с сейсмическими бедствиями в городе Алматы, Республика Казахстан» под эгидой Японского Агентства Международного сотрудничества (JICA). Было показано, что не менее 30% многоквартирных жилых домов не являются сейсмостойкими.

В работах [3, 4, 5] проблемы оценки величин сейсмического риска для объектов на территории Казахстана и Алматы начали рассматриваться с точки зрения теории риска.

2. Результаты паспортизации 2017-2018 гг.

Третья паспортизация была выполнена в 2017-2018 годы на основании договора между КГУ «Управление архитектуры и градостроительства города Алматы» и АО «Казахский научно-исследовательский и проектный институт строительства и архитектуры» (АО «КазНИИСА») [6, 7].

Задачи паспортизации:

1. Создание электронного паспорта объектов недвижимости города Алматы в ГИС программе (форматы gdb, shp, xml) с геопривязкой

фотоматериалов, с привязкой объектов к местной системе координат г. Алматы.

2. Визуальное обследование объектов недвижимости города Алматы в разрезе административных районов, определение их месторасположения и характеристик.

3. Выявление сейсмически уязвимых объектов, по отношению к которым должны быть в первую очередь разработаны меры по снижению сейсмического риска их дальнейшей эксплуатации до допустимого уровня.

4. Оценка ожидаемой степени повреждения зданий и сооружений в зависимости от их конструктивных решений, износа и сейсмovoоруженности при максимальных сейсмических воздействиях на конкретных площадках обследуемых зданий, с учетом исторической оценки землетрясений в г. Алматы.

5. Детальное обследование отдельных типов зданий (по согласованию с заказчиком), построенных по типовым и индивидуальным проектам с разработкой отчетов с рекомендациями по усилению и возможной перепланировке.

6. Разработка рекомендаций по дальнейшей эксплуатации, сейсмоусилению или сносу объекта.

7. Оценка экономического и социального ущерба от последствий возможных землетрясений, оценка экономических затрат на сейсмоусиление по показателям степени повреждений зданий при возможных расчетных землетрясениях.

Выполнение мероприятий 1-5 позволило получить следующие результаты, приведенные в таблице 1. Эти результаты и есть экспериментальные данные по оценке сейсмостойкости жилого фонда конкретной территории.

Графическое изображение результатов таблицы 1 приведено на рис.1, где номер столбца совпадает с номером строки таблицы.

Отметим, что во время паспортизации было получено большое количество фотоматериалов по всем типам зданий.

Следует отметить, что впервые при обследовании всех зданий реализована практика съемки обследуемых объектов с использованием дронов. На каждый объект хранятся фотоматериалы съемки обследуемых объектов с различных ракурсов. На рис.2-3 приведены фотографии некоторых несейсмостойких зданий.

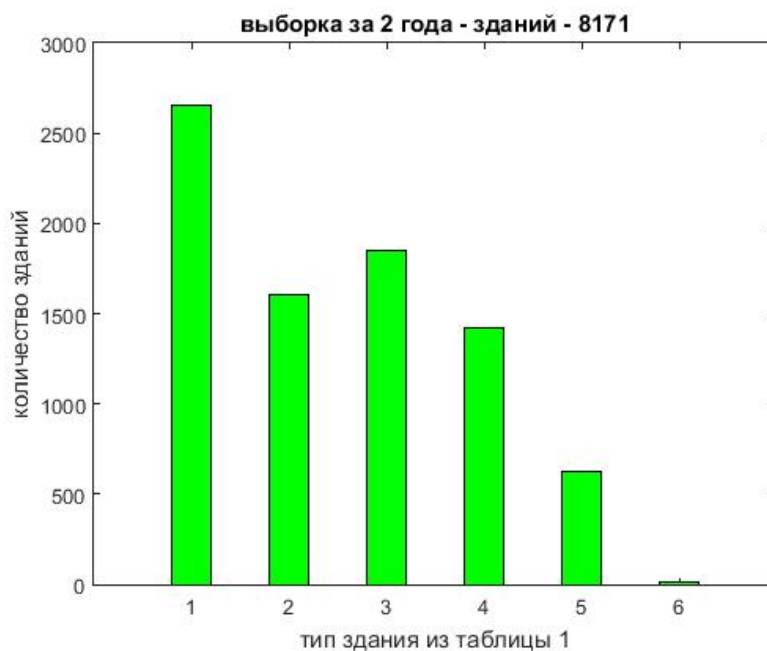


Рисунок 1 – Обследованные в 2017-2018 годы многоквартирные жилые здания

Figure 1 – Multi-apartment residential buildings surveyed in 2017-2018



Рисунок 2 – Крупнопанельное здание с первым гибким этажом, ул. Мынбаева, дом 47

Figure 2 – Large-panel building with the first flexible floor, 47, Mynbaev St.



Рисунок 3 – Кирпичное здание, ул. Щербакова, дом 16
Figure 3 - Brick building, 16, Shcherbakov St.

Таблица 1 – Структура жилого фонда города Алматы – многоквартирные здания

Table 1 – The structure of the housing stock of the city of Almaty – multiapartment buildings

№	Конструктивное решение	Количество зданий	Количество сейсмостойких зданий	% сейсмостойких зданий	Основные типы сейсмостойких зданий
1	Крупнопанельное	2658	33	1,242%	Здания с первым гибким или кирпичным этажом
2	Кирпичное	1607	1594	99,07%	Двухэтажные здания с деревянными перекрытиями, четырехэтажные постройки 60-х годов
3	Каркасное	1847	59	3,195%	Индивидуальные объекты
4	Монолитное	1420	27	1,902%	Единичные объекты
5	Деревянное	627	627	100%	Двухэтажные каркасно-камышитовые со сроком службы свыше 50 лет
6	Металлокаркасное	12	-	-	-
	Всего	8171	2340	33,32%	

Результаты таблицы 1 получены с использованием ранее проведенных экспериментальных исследований, анализа последствий сильных землетрясений, накопленного опыта детального обследования жилых зданий и по данным инженерно-сейсмометрической службы АО «КазНИИСА».

3. Феноменологический подход

Название подхода связано с тем, что феноменология рассматривает конкретный опыт и пытается описать его по возможности с минимальными искажениями или толкованиями.

В качестве гипотезы будем считать приведенные результаты истинными и полученными при реализации следующего критерия отказа. Отказ «А» здесь событие, состоящее в том, что при землетрясении интенсивностью 9 баллов степень повреждения объекта будет такой, при которой будет исключено его дальнейшее функционирование. Отнесение здания к классу не сейсмостойких выполняется группой экспертов, которые на основе предыдущего опыта относят его к указанному классу.

В таблице 2 по данным таблицы 1 приведены вероятности отказов по группам зданий при расчетном сроке службы сооружения $T_P = 50$ лет и двум величинам повторяемости землетрясений, соответствующих «Карте сейсмического зонирования Республики Казахстан», $V_{475} = 1/475 = 0,0021$ и $V_{2475} = 1/2475 = 0,0004$, соответствующие ускорениям $A = 0,38g$ и $A = 0,73g$ для города Алматы. Вероятности наступления соответствующих событий $P_{475} = 0,105$ и $P_{2475} = 0,02$.

Предположим, что условные вероятности отказов при указанных значениях ускорения одинаковы, т.е. сейсмостойкие здания являются таковыми и при указанных величинах A . Реализуется схема или землетрясение с повторяемостью 1 раз в 475 лет, или 1 раз – в 2475 лет. В последней строке приведены суммарные вероятности отказов по всем группам зданий $Q_{475} = 0,22313$ и $Q_{2475} = 0,0425$.

Тогда общая величина $Q_9(A) = Q_9 V_{475} + Q_9 V_{2475}$.

Тогда величина общей надежности по группе многоквартирных жилых зданий

$$W_0 = 1 - 0,22313 - 0,0425 = 0,73437$$

(1)

Полученная величина общей надежности W_0 есть объективная количественная характеристика состояния группы многоэтажных жилых зданий в г. Алматы с учетом повторяемости сейсмического воздействия. Дальнейшие действия могут увеличить или уменьшить указанную величину W_0 .

Таблица 2 – Характеристики вероятности отказа Q по группам зданий
 Table 2 – Characteristics of the probability of failure Q for building groups

№	Конструктивное решение	Величина отказа по группам зданий	Величины отказа при повторяемости 475 лет	Величина отказа при повторяемости 2475 лет	Величина ущерба в % от первоначальной стоимости U
1	Крупнопанельное	0,0124	0,00126	0,00024	55
2	Кирпичное	0,9907	0,10406	0,01982	100
3	Каркасное	0,0320	0,00336	0,00064	100
4	Монолитное	0,0902	0,00945	0,00180	55
5	Деревянное	1,0	0,105	0,02	40
6	Металлический каркас	0	0	0	0
	Всего		0,22313	0,0425	

В таблице 2 приведены средние величины экономического ущерба U зданий по группам зданий по данным Хакимова Ш. А. (рис.4), которые были получены при анализе последствий сильных землетрясений Центральной и Средней Азии [8, 9, 10]. Отметим, что здесь имеет место связь между баллом землетрясения и средним ущербом в % от первоначальной стоимости.

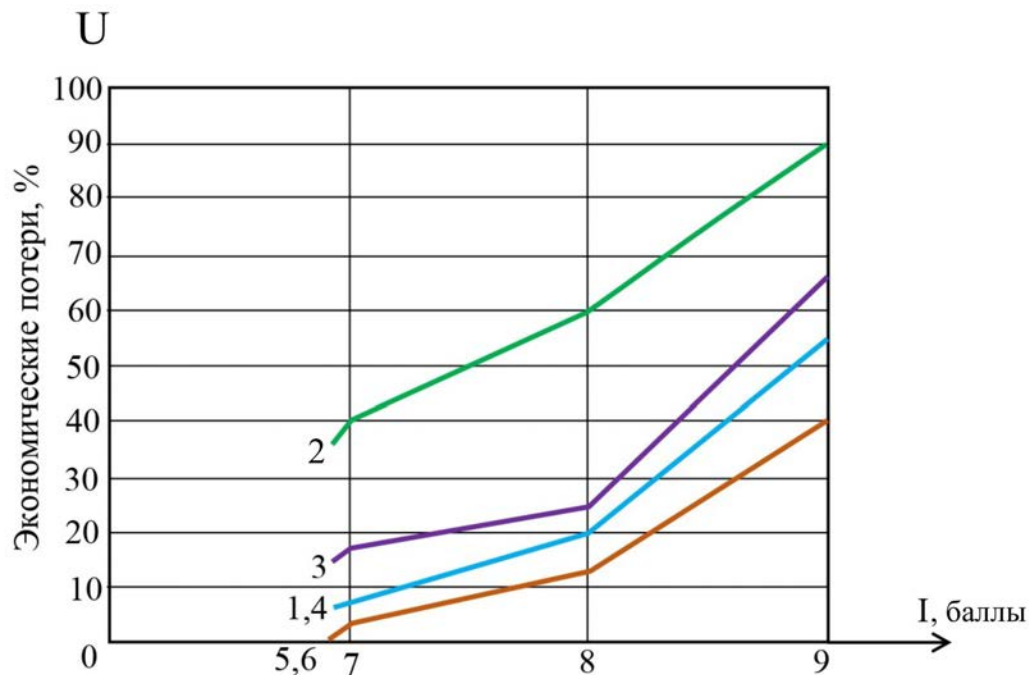


Рисунок 4 – Величина ущерба от интенсивности воздействия в баллах по шкале MSK-64

Figure 4 – The amount of damage from the intensity of the impact in points

С использованием данных таблицы 2 и предыдущих вычислений можно выполнить оценку сейсмического риска R.

Используя классическое определение риска как произведение величины вероятности отказа Q на значение функции потерь [12]

$$R = QU, \quad (2)$$

где U ущерб от отказа в долях от первоначальной стоимости объекта. Тогда по данным таблицы 2 для величины риска запишем

$$R = 0.55 \cdot N_1 Q_1 U_1 + N_2 Q_2 U_2 + N_3 \cdot Q_3 U_3 + 0.55 \cdot N_4 Q_4 + 0.40 \cdot N_5 Q_5 U_5 + 0.40 \cdot N_6 Q_6 U_6, \quad (3)$$

где U_i – средний ущерб по зданию из i -ой группы зданий, N_i – количество не сейсмостойких зданий каждой группы из таблицы 2. Величины Q_i можно принимать из таблицы 2 для той или иной величины повторяемости.

С учетом $N_6 = 0$ будем иметь

$$R = 0.55 \cdot N_1 Q_1 U_1 + N_2 \cdot Q_2 U_2 + N_3 \cdot Q_3 U_3 + 0.55 \cdot N_4 Q_4 + 0.40 \cdot N_5 Q_5 U_5 \quad (4)$$

Подставляя значения средней первоначальной стоимости, можно получить количественную оценку риска.

Формула 3 достаточно простая и достаточно понятная. Если бы все старые деревянные здания были вовремя снесены, то $N_5 = 0$, и величина ущерба ощутимо снижается. Аналогично можно говорить и про любую группу зданий. Доли ущерба от первоначальной стоимости взяты по работам Хакимова Ш. А.

Понятно, что классические подходы оценки надежности зданий как вероятности недостижения заданной степени повреждения также возможны для реализации [10-19]. Предполагается использовать их при продолжении исследований.

Пример 1. Как изменится величина полной вероятности безотказной работы W_0 при условии полного сноса всех деревянных зданий табл.1 (627 единиц).

Вероятность отказа по группе деревянных зданий станет равной 1. Тогда по результатам таблицы 2 $Q_{475} = 0,11813$, $Q_{2475} = 0,0225$, и вероятность отказа при девятибалльном воздействии 0.14063. Тогда общая надежность равна

$$W_0 = 0,85937.$$

Изменение общей надежности составит 14,6%, что достаточно существенно. Снос деревянных зданий должен быть произведен.

Выражение для величин риска тогда примет вид

$$R = 0.55 \cdot N_1 Q_1 U_1 + N_2 \cdot Q_2 U_2 + N_3 \cdot Q_3 U_3 + 0.55 \cdot N_4 Q_4. \quad (6)$$

Пример 2. Как изменятся величины полной вероятности безотказной работы W_0 при условии тотального усиления крупнопанельных зданий табл.1 (33 единицы).

Вероятность отказа по группе крупнопанельных зданий станет равной 0. Тогда по результатам таблицы 2 $Q_{475} = 0,22187$, $Q_{2475} = 0,04226$ и $Q_0 = 0.26413$:

$$W_0 = 0,73587.$$

Изменение общей надежности составило 0,2%, что несущественно. Напрашивается очевидный вывод, что усилением крупнопанельных зданий в городе Алматы надо заниматься в последнюю очередь.

В заключение получим оценки для людских потерь при возможном расчетном землетрясении. Такие оценки впервые были получены при второй паспортизации г. Алматы.

4. Оценка людских потерь

Существуют различные методики прогноза потерь. Представляется, что все методики достаточно несовершенны. Разбросы данных достигают величины в несколько сотен процентов. Поэтому достаточно обоснованной представляется статистическая оценка, подтвержденная при Спитакском землетрясении 1988 года Э. Е. Хачияном [20]. По мировым статистическим данным количество погибших при землетрясении для развивающихся стран оценивается следующим образом.

В городах развивающихся стран:

- при землетрясении 8 баллов по шкалам MSK и ESC погибает в среднем 0,5% и 2% получает ранения;
- при 9-балльном землетрясении погибает в среднем 5% населения, 20% получают серьезные ранения.

Предполагаем, что общее количество населения в г. Алматы с учетом временного составляет 2,5 млн. чел. Количество погибших при 8-балльном землетрясении тогда будет в среднем 12500 человек, а раненых – 50000 человек.

При 9-балльном землетрясении – погибших 125000 чел., раненых – до 500 000 человек.

Подчеркнем, что это средние оценки. Последняя оценка коррелирует с экспертными оценками 1996 года – в это время население города насчитывало 1,1 млн. чел.

Это реальная оценка. Все-таки практика сейсмостойкого строительства в городе Алматы достаточно значительная – 60 лет, а нормы сейсмостойкого строительства весьма жесткие.

5. Выводы

1. В настоящее время для города Алматы в результате паспортизации получена объективная информация по сейсмостойкости 6 групп многоквартирных жилых зданий, которая позволяет получить количественную оценку величин сейсмического риска.

2. Наиболее опасными являются здания с наружными несущими стенами и внутренним каркасом; здания с несущими стенами из кирпичной кладки и сборными железобетонными перекрытиями; здания высотой в 2 и более этажей с несущими стенами из кирпичной кладки и деревянными перекрытиями; одноэтажные здания с несущими стенами из кирпичной кладки и деревянными балочными перекрытиями с нормальным сцеплении кладки менее 120 кПа (1,2 кг/см²), а также деревянные здания постройки 50-х годов, выполненные без антисейсмических мероприятий.

3. В рамках феноменологического подхода получены величины вероятности отказа по 6 группам зданий. Получены формулы для количественной оценки величин сейсмического риска.

4. Результаты паспортизации свидетельствуют о недостаточной сейсмостойкости зданий с несущими кирпичными стенами, 99% которых оказались не сейсмостойкими. Сейсмостойкость таких зданий можно обеспечить только с применением систем сейсмоизоляции различных типов или массовым применением энергопоглощающих элементов.

АО «КазНИИСА» имеет огромный опыт применения сейсмоизолирующих систем различных типов. Только применение таких систем позволит избежать массовой гибели людей и предотвратить утрату материальных ценностей. Нельзя забывать, что в 1911 году Кеминское землетрясение имело магнитуду 8,2 и носило характер сейсмической катастрофы, ощущаясь на территории 2 млн. квадратных километров.

5. Результаты количественной оценки величин сейсмического риска могут быть использованы для разработки схем рационального использования земельных ресурсов, рационального градостроительства, экономической оценки используемой территории, для информационного обеспечения различных работ, связанных с оценкой сейсмической опасности среды.

6. Надо продолжить исследования по направлению влияния на надежность зданий следующих факторов: качество изысканий, проектирования, материалов, строительства; техническое состояние; физический износ; особенности эксплуатации; наличие вибрационных нагрузок; уровень инженерной защиты.

7. По результатам паспортизации 2017-2018 годов следует выполнить корректировки карточек паспортизации с учетом как полученного опыта, так и опыта иных стран ЕАЭС [22,23]. Внимательно следует рассмотреть современные иностранные исследования по определению величин сейсмического риска [24-28].

**Исследования выполнялись с использованием средств гранта
AP 05130702 Министерства образования и науки Республики Казахстан.**

**The research was carried out using the grant AP 05130702 of the
Ministry of education and science of the Republic of Kazakhstan.**

Литература

1. Лободрыга Т. Д., Шардарбек Ш. Ш. Программа работ по защите от землетрясений г. Алматы // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. 2001. Вып.20(30). С.186-191.
2. Лободрыга Т. Д. О необходимости разработки и реализации программы работ по обследованию и сейсмоусилению основных объектов социальной инфраструктуры, системы жизнеобеспечения и жилищного фонда, расположенных в сейсмических районах Республики Казахстан // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. 2015. Вып.23(33). С.318-328.
3. Лапин В. А., Ержанов С. Е. Проблемы определения сейсмического риска для населенных пунктов Республики Казахстан // Вестник АО «КазНИИСА». 2016. Вып.7. С.20-24.
4. Лапин В. А., Ержанов С. Е. Алгоритмы определения сейсмического риска для зданий и сооружений в Республике Казахстан // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». 2017. №3. С.31-39.
5. Алдахов Е. С. Способы оценки сейсмического риска применительно к мегаполису города Алматы // Вестник АО «КазНИИСА. 2019. Вып.7(95). С.35-46.
6. Тулеев Т. Д., Алдахов С. Д., Алдахов Е. С., Битимбаев А. Т., Али А. Б., Тажикенов А. Б., Лободрыга Т. Д. Паспортизация объектов недвижимости города Алматы // Вестник АО «КазНИИСА». 2018. Вып. 2 (78). С.6-10.
7. Шокбаров Е. М. Паспортизация зданий и сооружений города Алматы // Вестник АО «КазНИИСА». 2020. Вып.1(1-3).С.93-96.
8. Хакимов Ш. А., Нуртаев Б. С. Оценка сейсмической опасности и уменьшения риска городов Узбекистана // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.2003. №6. С. 9-15.
9. Хакимов Ш. А., Нуртаев Б. С. К вопросу учета факторов, влияющих на сейсмический риск и экономический ущерб при землетрясениях на урбанизированных территориях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2005. №6. С.50-54.
10. Хакимов Ш. А. Некоторые вопросы оценки сейсмического риска и антисейсмического усиления зданий // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. 2001. Вып.20(30). С.167-184.
11. Райзер В. Д. Теория надежности сооружений. М.: Издательство «АСВ». 2010. 384 с.
12. Сейсмический риск и инженерные решения. Сборник статей / Под

ред. Ломнитц У., Розенблют Э. М.: Наука. 1981. 86 с.

13. Джинчвелашвили Г. А., Дзержинский Р. И., Денисенкова Н. Н. Количественные оценки сейсмического риска и энергетические концепции сейсмостойкого строительства // Компьютерные исследования и моделирование. 2018. Т.10. №1. С.61-76.

14. Айзенберг Я. М. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружений. М.: Наука. 1978. 247 с.

15. Айзенберг Я. М. Модели сейсмического риска и методологические проблемы планирования мероприятий по смягчению сейсмических бедствий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2004. №6. С.31-37.

16. Райзер В. Д. Оценка риска при проектировании сооружений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2007. №4. С.15-18.

17. Ципенюк И. Ф. Оценка надежности и учет повторяемости землетрясений при расчетах крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия. В сб. «Развитие методов расчета на сейсмостойкость» ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. 1987. С.138-152.

18. Напетваридзе Ш. Г. Вероятностные задачи инженерной сейсмологии и теории сейсмостойкости. Издательство «Мецниереба». Тбилиси. 1985. 110 с.

19. Лапин В. А. Способ расчета надежности нелинейной системы при сейсмическом воздействии // Сейсмостойкое строительство. 1998. № 5. С.11-13.

20. 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.

21. Ержанов С. Е., Лапин В. А. Системы сейсмоизоляции зданий и сооружений в Республике Казахстан и развитых странах мира // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций». 2015. Вып.23(33). С.193-208.

22. Абакаров А. Д., Курбанов И. Б. Методика экспресс-оценки технического состояния зданий в сейсмических районах // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2007. №2. С.31-34.

23. Рекомендации по усилению конструкций блочных и панельных зданий. КБ по железобетону им. А.Я. Якушева. Камчатскгражданпроект. Москва-Петропавловск-Камчатский. 1993. 207 с.

24. Liu Xiao-Xiao, Wang Yuan-Sheng. A New Formulation on Seismic Risk Assessment for Reinforced Concrete Structures with Both Random and Bounded Uncertainties. *Discrete dynamiks in Nature&Society*. 11(1) 2018, pp.1-15. DOI:10.1155/2018/5027958.

25. Fathi-Fazi Reza, Jacques Eric, Cai Zhen, Kadhom Bessam Development of a preliminary seismic risks creening tool for existing building in Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2018, vol.45, issue 9, pp.717-727.

DOI:10.1139/cjce-2017-0504

26. Bunea Geordina, Doniga Cornel, Atanasiu Gabriela M. Study Concerning the Level of Seismic Risk in Iasi Municipality. *Advanced Engineering Forum*. 2017, vol.21, pp.86-93. DOI 10.4028/www.scientific.net/AEF.21.86.

27. Ahmad Naveed, Ali Qaisar, Adil Muhammad, Khan Akhtar Naeem. Developing Seismic Risk Prediction Functions for Structures. *Shock&Vibration*. 4/29/2018, pp.1-22. DOI:10.1155/2018/4186015

28. Hare H. John. A different way of thinking about seismic risk: a call for debate. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Sep.2019, vol.52, issue 3, pp.141-149. DOI:10.5459/BNZSEE.52.3.141-149

References

1. Lobodryga T. D., Shardarbek S. H. Programma rabot po zashhite ot zemletryasenij g. Almaty. *Issledovaniya sejsmostojkosti sooruzhenij i konstruktsij*. 2001, vyp.20(30), pp.186-191 [In Russian]
2. Lobodryga T. D. O neobkhodimosti razrabotki i realizatsii programmy rabot po ob-sledovaniyu i sejsmousileniyu osnovnykh ob'ektov sotsial'noj infrastruktury, sistemy zhizneobespecheniya i zhilishhnogo fonda, raspolozhennykh v sejsmicheskikh rajonakh Respubliki Kazakhstan. *Issledovaniya sejsmostojkosti sooruzhenij i konstruktsij*. 2015, vyp.23(33), pp.318-328 [In Russian]
3. Lapin V. A., Erzhanov S. E. Problemy opredeleniya sejsmicheskogo riska dlya naselennykh punktov Respubliki Kazakhstan. *Vestnik AO «KazNIISA»*. 2016, vyp.7, pp.20-24 [In Russian]
4. Lapin V. A., Erzhanov S. E. Algoritmy opredeleniya sejsmicheskogo riska dlya zdaniy i sooruzhenij v Respublike Kazakhstan. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2017, no.3, pp.31-39 [In Russian]
5. Aldakhov E. S. Sposoby otsenki sejsmicheskogo riska primenitel'no k megapolisu goroda Almaty. *Vestnik AO «KazNIISA»*. 2019, vyp.7(95), pp.35-46 [In Russian]
6. Tuleev T. D., Aldakhov S. D., Aldakhov E. S., Bitimbaev A. T., Ali A. B., Tazhikenov A. B., Lobodryga T. D. Paspportizatsiya ob'ektov nedvizhimosti goroda Almaty. *Vestnik AO «KazNIISA»*. 2018, vyp. 2 (78), pp.6-10 [In Russian]
7. Shokbarov E. M. Paspportizatsiya zdaniy i sooruzhenij goroda Almaty. *Vestnik AO «KazNIISA»*. 2020, vyp.1(1-3), pp. 93-96.
8. Khakimov Sh. A., Nurtaev B. S. Otsenka sejsmicheskoy opasnosti i umen'sheniya riska gorodov Uzbekistana. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2003, no.6, pp. 9-15 [In Russian]

9. Khakimov Sh. A., Nurtaev B. S. K voprosu ucheta faktorov, vliyayushhikh na sejsmicheskij risk i ehkonomicheskij usherb pri zemletryasenyakh na urbanizirovannykh territoriyakh. Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2005, no.6, pp.50-54 [In Russian]
10. Khakimov Sh. A. Nekotorye voprosy otsenki sejsmicheskogo riska i antisejsmicheskogo usileniya zdaniy.Issledovaniya sejsmostojkosti sooruzhenij i konstruktsij. 2001, vyp.20(30), pp.167-184 [In Russian]
11. Rajzer V. D. Teoriya nadezhnosti sooruzhenij. M.: Izdatel'stvo «ASV». 2010. 384 s. [In Russian]
12. Sejsmicheskij risk i inzhenernye resheniya. Sbornik statej.Pod red. Lomnits U., Rozenblyut E. H. M.: Nauka. 1981, 86 p. [In Russian]
13. Dzhinchvelashvili G. A., Dzerzhinskij R. I., Denisenkova N. N. Kolichestvennye otsenki sejsmicheskogo riska i ehnergeticheskie kontseptsii sejsmostojkogo stroitel'stva. Komp'yuternye issledovaniya i modelirovanie. 2018, t.10, no.1, pp.61-76 [In Russian]
14. Eizenberg Ya. M. Adaptivnye sistemy sejsmicheskoy zashhity sooruzhenij. M.: Nauka. 1978, 247 p. [In Russian]
15. Eizenberg Ya. M. Modeli sejsmicheskogo riska i metodologicheskie problemy planirovaniya meropriyatij po smyagcheniyu sejsmicheskikh bedstvij. Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2004, no.6, pp.31-37 [In Russian]
16. Rajzer V. D. Otsenka riska pri proektirovanii sooruzhenij //Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2007, no. 4, pp.15-18 [In Russian]
17. Tsipenyuk I. F. Otsenka nadezhnosti i uchet povtoryaemosti zemletryasenij pri rasche-takh krupnopanel'nykh zdaniy na sejsmicheskije vozdejstviya. V sb. «Razvitie metodov rascheta na sejsmostojkost'» TSNIISK im. V.A. Kucherenko. 1987, pp.138-152 [In Russian]
18. Napetvaridze Sh. G. Veroyatnostnye zadachi inzhenernoj sejsmologii i teorii sej-smostojkosti. Izdatel'stvo «Metsniereba». Tbilisi. 1985. 110 p. [In Russian]
19. Lapin V. A. Sposob rascheta nadezhnosti nelinejnoj sistemy pri sejsmicheskom vozdejstvii. Sejsmostojkoe stroitel'stvo. 1998, no.5, pp.11-13 [In Russian]
20. Khachiyani Eh. E. Spitakskoe zemletryasenie 7 dekabrya 1988 goda: osnovnye sejsmologi-cheskie kharakteristiki i analiz ego razrushitel'nykh posledstvij (k tridtsatiletiyu zemle-tryaseniya).Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2018, no.4, pp.9-30 [In Russian]
21. Erzhanov S. E., Lapin V. A. Sistemy sejsmoizolyatsii zdaniy i sooruzhenij v Respublike Kazakhstan i razvitykh stran mira. Issledovaniya sejsmostojkosti

- sooruzhenij i konstruksij.2015, vyp.23(33), pp.193-208 [In Russian]
22. Abakarov A. D., Kurbanov I. B. Metodika ehkspres-otsenki tekhnicheskogo sostoyaniya zdaniy v seismicheskikh rajonakh. Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2007, no.2, pp.31-34 [In Russian]
23. Rekomendatsii po usileniyu konstruksij blochnykh i panel'nykh zdaniy.KB po zhelezobetonu im. A. Ya. Yakusheva. Kamchatskgrazhdanproekt. Moskva-Petropavlovsk-Kamchatskij. 1993. 207 p.
24. Liu Xiao-Xiao, Wang Yuan-Sheng A New Formulation on Seismic Risk Assessment for Reinforced Concrete Structures with Both Random and Bounded Uncertainties. Discrete dynamiks in Nature&Society. 11(1)2018, pp.1-15. DOI:10.1155/2018/5027958.
25. Fathi-Fazi Reza, Jacques Eric, Cai Zhen, Kadhom Bessam Development of a preliminary seismic risks creening tool for existing building in Canada. Canadian Journal of Civil Engineering. 2018, vol.45, issue 9, pp.717-727. DOI:10.1139/cjce-2017-0504
26. Bunea Geordina, Doniga Cornel, Atanasiu Gabriela M. Study Concerning the Level of Seismic Risk in Iasi Manicipality. Advanced Engineering Forum. 2017, vol.21, pp.86-93. DOI 10.4028/www.scientific.net/AEF.21.86.
27. Ahmad Naveed, Ali Qaisar, Adil Muhammad, Khan Akhtar Naeem. Developing Seismic Risk Prediction Functions for Structures. Shock&Vibration. 4/29/2018, pp.1-22. DOI:10.1155/2018/4186015
28. Hare H. John. A different way of thinking about seismic risk: a call for debate. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. Sep.2019, vol.52, issue 3, pp.141-149. DOI:10.5459/BNZSEE.52.3.141-149

Для цитирования: Лапин В. А., Алдахов Е. С., Алдахов С. Д., Али А. Б. Вероятностная оценка величин надежности и риска по результатам паспортизации // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 3. С. 53-68. DOI 10.37153/2618-9283-2020-3-53-68

For Citation: Lapin V. A., Aldakhov E. S., Aldakhov S. D, Ali A. B. Probabilistic Assessment of Reliability and Risk Values by Certification Results. Sejsmostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 3, pp. 53-68. (In Russian). DOI 10.37153/2618-9283-2020-3-53-68

Данные об авторах/About Authors

Тяпин Александр Георгиевич – доктор технических наук, профессор, главный специалист БКП-2 АО «Атомэнергопроект». Москва, Российская Федерация, atyapin@bvcp.ru

Tyapin Alexander G. – Doctor of Technical Science, Professor, Main Specialist BKP-2 JSC «Atomenergoproekt». Moscow, Russian Federation, atyapin@bvcp.ru

Чернов Юрий Тихонович – доктор технических наук, профессор. Национальный Исследовательский Московский Государственный Строительный Университет (НИУ МГСУ), кафедра строительной и теоретической механики. Москва, Российская Федерация, ChernovYT@mgsu.ru

Chernov Yury T. – Doctor of Technical Science, Professor. Moscow State University of Civil Engineering (MGSU) National Research University. Moscow, Russian Federation, ChernovYT@mgsu.ru

Кбейли Джаафар – аспирант. Национальный Исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), кафедра строительной и теоретической механики. Москва, Российская Федерация, Jaafarqbaily@Gmail.com

Jaafar Qbaily – postgraduate, Moscow State University of Civil Engineering (MGSU) National Research University. Moscow, Russian Federation, Jaafarqbaily@gmail.com

Хакимов Шамиль Абдуллаевич – кандидат технических наук, старший научный сотрудник, заведующий отделом сейсмостойкого строительства АО «ToshuyjoyLITI», г. Ташкент, Республика Узбекистан, Sh-khakimov@rambler.ru

Khakimov Shamil' A. – PhD (Candidate of Science in Technics), Senior scientist, Head of the Earthquake engineering department, JSC «ToshuyjoyLITI», Tashkent, Republic of Uzbekistan, Sh-khakimov@rambler.ru

Кулов Руслан Петрович – кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВО «Северо-Кавказский горно-металлургический институт» (государственный технологический университет). Владикавказ, Российская Федерация, haza-k@mail.ru

Kulov Ruslan P. – PhD in Engineering Science, associate professor North-Caucasian mining and metallurgical Institute (State Technological University). Vladikavkaz, Russian Federation, haza-k@mail.ru

Кулов Алан Русланович – инженер-строитель. ФГБОУ ВО «Северо-Кавказский горно-металлургический институт» (государственный

технологический университет), соискатель. Владикавказ, Российская Федерация, haza-k@mail.ru

Kulov Alan R. – construction engineer, North Caucasian Mining and Metallurgical Institute (State Technological University), academic degree applicant. Vladikavkaz, Russian Federation, haza-k@mail.ru

Кулова Хаза Руслановна – ГОУ ДО «Дворец творчества детей и молодежи имени А.П. Гайдара», архитектор. Москва, Российская Федерация, haza-k@mail.ru

Kulova Haza R. – SEI AE «Gaidar Palace of Children and Youth Creativity» architect. Moscow, Russian Federation, haza-k@mail.ru

Лалин Владимир Алексеевич – кандидат технических наук, директор Центра научных исследований – ученый секретарь АО «КазНИИСА», член-корреспондент НИА РК и МИА. Алматы, Республика Казахстан, lapin_1956@list.ru

Lapin Vladimir A. – PhD in Engineering Science, Director of Center for Scientific Research in Building Industry, Corresponding Member of International Engineering Academy and National Engineering Academy of the Republic of Kazakhstan, KazNIISA JSC. Almaty, Republic of Kazakhstan, lapin_1956@list.ru

Алдахов Еркен Серикович – директор Центра сейсмостойкости и обследования АО «КазНИИСА». 050046, Алматы, ул. Солодовникова, 21. Республика Казахстан

Aldakhov Erken S. – Director of Seismic Resistance and Survey Center, KazRDICA JSC. 050046, Almaty, Solodovnikova st., 21, Republic of Kazakhstan

Алдахов С.Д. – заведующий отделом системного анализа последствий землетрясений АО «КазНИИСА». 050046, Алматы, ул. Солодовникова, 21, Республика Казахстан

Aldakhov S.D. – Head of the Department of Analysis of the Consequences of Severe Earthquakes, KazRDICA JSC. 050046, Almaty, Solodovnikova st., 21, Republic of Kazakhstan

Али А.Б. – инженер АО «КазНИИСА». 050046, Алматы, ул. Солодовникова, 21, Республика Казахстан

Ali A.B. – engineer, KazRDICA JSC. 050046, Almaty, Solodovnikova st., 21, Republic of Kazakhstan