

Оценка сейсмостойкости каркасных зданий, возведенных по типовым проектам серии ТАС в 70-х годах

© Н. С. Валюхов, А. Е. Журавлев

*Иркутский национальный исследовательский технический университет,
г. Иркутск, Российская Федерация*

Аннотация. Данная статья посвящена оценке сейсмостойкости каркасных зданий, возведенных по типовым проектам серии ТАС в 70-х годах. Этот типовой проект конструктивно предполагает выполнение основных несущих элементов из сборных колонн, сборных ригелей и многопустотных плит перекрытия. Исследования, выполненные авторами, проводились методом конечных элементов на базе проектно-вычислительного комплекса SCAD Office. Геометрические размеры взяты с визуального обследования здания КСП. Нагрузки были взяты в соответствии с действующими строительными нормами СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». По результатам анализа был сформулирован ряд рекомендаций по повышению эффективности рассматриваемой расчетной схемы на сейсмические воздействия. Рассмотрены изменения в СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» в сравнении со СНиП II-A. 12-69* «Строительство в сейсмических районах», на примере разделов: 6.7 Особенности проектирования железобетонных конструкций, 6.8 Железобетонные каркасные здания. Показано, что СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» имеет значительные изменения в расчете на динамические воздействия и изменения конструктивных требований по сравнению со СНиП II-A. 12-69* «Строительство в сейсмических районах», связанные с рядом крупных землетрясений.

Ключевые слова: каркасные конструкции, расчет сейсмостойкости, стандарты сейсмостойкости, метод конечных элементов, программное обеспечение SCAD, серии ТАС, СНиП, СП

Seismic resistance assessment of frame buildings erected according to standard designs of the TAS series in the 70s

© Nikita S. Valyukhov, Alexander E. Zhuravlev

*Irkutsk National Research Technical University,
Irkutsk, Russian Federation*

Abstract. This article is devoted to the assessment of the seismic resistance of frame buildings erected according to standard designs of the TAS series in the 70s. This standard project structurally involves the implementation of the main load-bearing elements from prefabricated columns, prefabricated crossbars and multi-hollow floor slabs. The studies performed by the authors were carried out by the finite element method on the basis of the design and computing complex SCAD Office. The geometric dimensions were taken from a visual survey of the building of the KSP. The loads were taken in accordance with the current building codes SP 20.13330.2016 "Loads and Impacts". Based on the results of the analysis, the article provides a number of recommendations for improving the efficiency of the considered design scheme for seismic effects. The article discusses the changes in SP 14.13330.2018 "Construction in seismic areas" in comparison with SNiP II-A 12-69* "Construction in seismic areas", using the example of sections: 6.7 Design features of reinforced concrete structures, 6.8 Reinforced concrete frame buildings. The article shows that SP 14.13330.2018 "Construction in seismic areas" has significant changes in the calculation of dynamic effects and changes in design requirements compared to SNiP II-A. 12-69* "Construction in seismic areas" associated with a number of major earthquakes.

Keywords: frame structures, seismic resistance calculation, seismic resistance standards, finite element method, SCAD software, TAS, SNiP, SP series

Введение

В последние годы коммерческая недвижимость нередко создается на базе уже существующих зданий с изменением их первоначального назначения. При этом проводится специальная перепланировка или реконструкция этих объектов, зачастую с надстройкой 1–2 дополнительных этажей для увеличения полезной площади. Такие случаи

возникают в том числе и в Дальневосточном федеральном округе, где расположена значительная часть заводов Российской Федерации [8]. Согласно СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» Северный Кавказ, Прибайкалье, Забайкалье, Дальний Восток и полуостров Камчатка являются наиболее опасными в сейсмическом отношении регионами. Такой высокий уровень сей-

смической опасности требует применения специальных конструктивных решений.

Анализ проектных решений

Цель и объект исследования. Типовые проекты серии ТАС возведены в 70-х годах по действующим на период проектирования нормам. Предмет исследования – трехэтажное каркасное здание, расположенное по адресу: г. Иркутск, ул. Игошина, 6-а.

Расчетная оценка фактической несущей способности каркаса здания выполнялась с применением программного комплекса SCad Office. В результате проведенных в соответствии с [1, 6] расчетов установлено:

1. У 20 % колонн требуемая несущая способность для восприятия нагрузки, соответствующей землетрясению в 8 баллов, превышает фактическую (проектную) несущую способность колонн (на прочность по наклонному сечению) более чем в 3 раза;

У 15 % ригелей требуемая несущая способность для восприятия нагрузки, соответствующей землетрясению в 8 баллов, превышает фактическую (проектную) несущую способность ригелей (на прочность по предельному моменту сечения, деформациям в сжатом бетоне, деформациям в растянутой арматуре, прочности по наклонным сечениям) более чем в 3 раза.

Если же задавать сейсмические нагрузки по СНиП II-7-81* в программном комплексе SCAD Office, несущая способность всех элементов каркаса будет соот-

ветствующей норме.

Таким образом здание, возведенное в соответствии с требованиями СНиП II-A. 12-69* «Строительство в сейсмических районах», не соответствует расчетным требованиям СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» (табл. 2).

В табл. 2 приведен анализ изменения норм расчета каркасных зданий на особое сочетание нагрузок.

По нормативной методике при динамическом расчете систем с несколькими степенями свободы требуется определить значение изгибающих моментов в каждой из учитываемых форм колебаний. Далее – для получения итоговой эпюры изгибающих моментов нужно просуммировать по специальной формуле соответствующие значения усилий. Формула, по которой высчитывается наиболее вероятный при сейсмическом воздействии суммарный отклик конструкции (в нашем случае значения изгибающих моментов), называется «правило ККСК», что означает квадратный корень из суммы квадратов. При этом знак суммарному отклику присваивается тот, который соответствует максимальному по модулю отклику по всем учитываемым СФК [1].

Таким образом, суммарную эпюру моментов можно будет построить по значениям, полученным по следующей формуле:

$$M_i^{сум} = \sqrt{(M_{i1})^2 + (M_{i2})^2}.$$

Таблица 1. Конструктивное решение существующего здания

Конструкция	Описание конструкции, типовая серия
Тип здания	Ж/б каркас с рамами в продольном и поперечном направлении, составленным из сборных железобетонных колонн и ригелей
Фундаменты	Нет данных
Колонны	Сборные железобетонные сечением 400×400 мм по серии ТАС-4-3
Ригели	Сборные железобетонные по серии ТАС-4-3, вып. 3 (таврового сечения)
Перекрытия	Сборные железобетонные из панелей с круглыми пустотами по серии ТАС-4-3, вып. 3
Наружные стены	Навесные железобетонные панели по серии ТАС-4-3, стены 1-го этажа – кирпичные
Лестницы	Сборные железобетонные по стальным косоурам
Перегородки	Кирпичные толщиной 120 мм
Полы	Керамическая плитка по цементно-песчаному раствору
Крыша, кровля	Первоначально совмещенная, с поздней деревянной стропильной системой и стальной кровлей

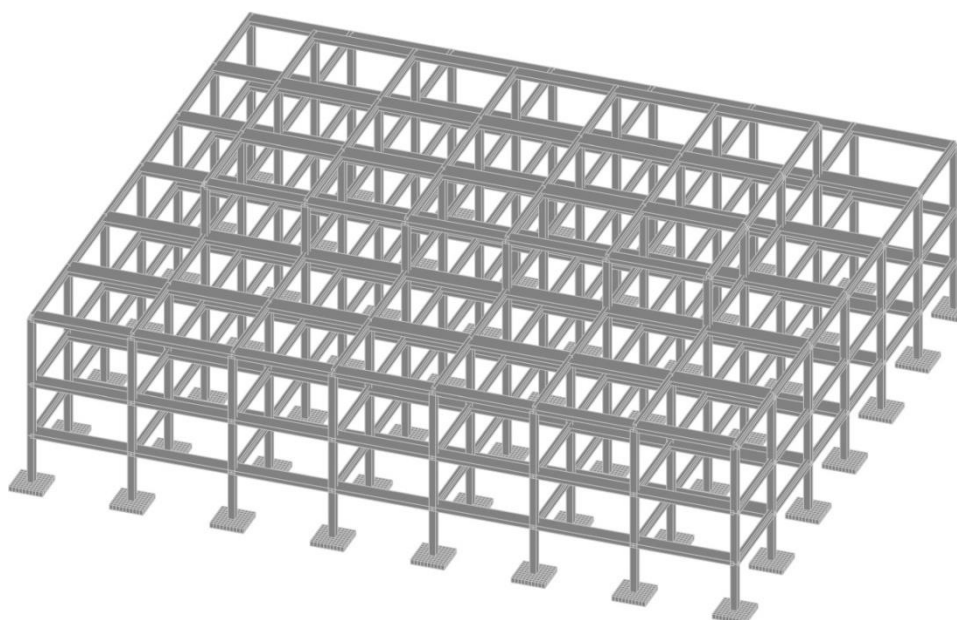


Рис. 1. Расчетная схема

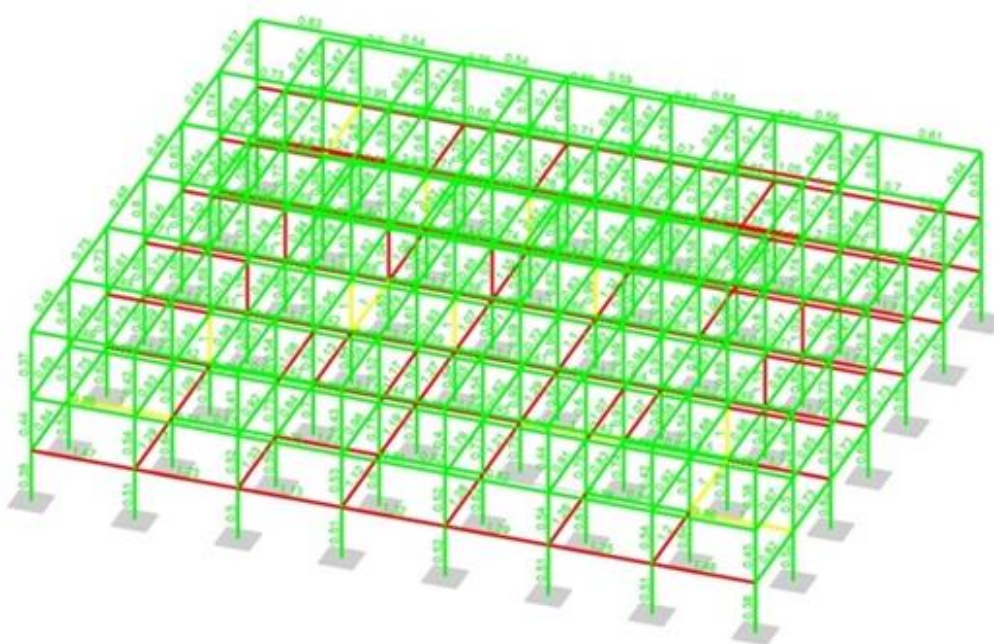


Рис. 2. Коэффициенты использования

По графикам определения коэффициента динамичности мы видим, что значения кривой коэффициента динамичности СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» больше чем по СНиП II-7-81*. Как видно из зависимости, значение итогового изгибающего момента, рассчитанное по новому СП14.13330.2018, превышает соответствующие значения данного внутреннего усилия, рассчитанные по старому СНиП II-7-81*. Это означает, что при расчёте по об-

новлённому нормативному документу в конструкцию закладывается дополнительный запас прочности. Этот запас в общем случае удорожает строительство здания, однако в случае экстремальных воздействий гарантирует безопасность строительных конструкций с большей вероятностью [1].

Анализ конструктивных требований для каркасных зданий по СНиП II-7-81* и СП 14.13330.2018 (табл. 3)

Таблица 2. Расчетные сейсмические нагрузки

Расчет по СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах»	Расчет по СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах»
Расчётная сила инерции вычисляется по формулам:	
$S_{ik}^{расч} = K_1 * K_2 * S_{ik}^0$	$S_{ik}^{расч} = K_0 * K_1 * S_{ik}^0$
K_1 – коэффициент, учитывающий допустимые повреждения зданий и сооружений, принимаемый по таблице 3 СНиП. $K_1 = 0,25$ (здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации, затрудняющие нормальную эксплуатацию)	K_0 – коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность, принимаемый по табл. 3 СП. $K_0 = 1,0$ (здания и сооружения, не указанные в 1 и 2 пунктах)
K_2 – коэффициент, учитывающий конструктивные решения зданий и сооружений, принимаемый по табл. 4 СНиП. $K_2 = 1,0$ (здания, не указанные в других пунктах)	K_1 – коэффициент, учитывающий допустимые повреждения зданий и сооружений, принимаемый по табл. 4 СП. $K_1 = 0,25$ (здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, но не препятствующие безопасности людей и сохранности оборудования. Здание со стальным каркасом без вертикальных диафрагм или связей)
S_{ik}^0 – значение сейсмической нагрузки для i-й формы собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций $S_{ik}^0 = [Q_k] * A * K_w * \beta_i * [\eta_{ik}]$	S_{ik}^0 – значение сейсмической нагрузки для i-й формы собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций $S_{ik}^0 = [Q_k] * A * K_w * \beta_i * [\eta_{ik}]$
$[Q_k]$ -матрица весов масс	$[Q_k]$ -матрица весов масс
A – относительное ускорение, равное отношению сейсмических ускорений грунта к ускорению свободного падения. A = 0,2 (для сейсмичности района в 8 баллов по шкале MSK-64)	
K_w – коэффициент, учитывающий конструктивное решения зданий и сооружений $K_w = 1,5$ (высокие сооружения небольших размеров в плане – башни, мачты и т. д.)	
$[\eta_{ik}]$ – матрица коэффициентов, зависящих от типа деформации здания	
β_i – коэффициент динамичности, соответствующий i-й форме колебаний. Он определяется в зависимости от категории грунта и периода в собственной форме колебаний	
Для I категории грунта по СНиП и для I категории грунта по СП	
$T_1 > 0,318c \Rightarrow \beta_1 = \frac{0,7}{T_1}$	$T_1 > 0,4c \Rightarrow \beta_1 = \sqrt{\frac{0,4}{T_1}}$
$0,08c < T_2 < 0,318c \Rightarrow \beta_1 = 2,2$	$0,1c < T_2 < 0,4c \Rightarrow \beta_1 = 2,5$
Для II категории грунта при мощности слоя до 30 м по СНиП и для II категории грунта по СП	
$T_1 > 0,318c \Rightarrow \beta_1 = \frac{1}{T_1}$	$T_1 > 0,4c \Rightarrow \beta_1 = \sqrt{\frac{0,4}{T_1}}$
$0,08c < T_2 < 0,318c \Rightarrow \beta_1 = 2,5$	$0,1c < T_2 < 0,4c \Rightarrow \beta_1 = 2,5$
Для III и IV категории грунта при мощности слоя до 30 м по СНиП и для III и IV категории грунта по СП	
$T_1 > 0,76c \Rightarrow \beta_1 = \frac{1,9}{T_1}$	$T_1 > 0,4c \Rightarrow \beta_1 = 2,5 * \sqrt{\frac{0,4}{T_1}}$
$T_2 < 0,2c \Rightarrow \beta_1 = 1 + 7,5 * T_1$	$0,1c < T_2 < 0,4c \Rightarrow \beta_1 = 2,5$
Для III категорий грунта при мощности слоя до 30 м по СНиП и для III-IV категорий грунта по СП	
$T_1 > 0,4c \Rightarrow \beta_1 = \frac{1}{T_1}$	$T_1 > 0,8c \Rightarrow \beta_1 = 2,5 * \sqrt{\frac{0,8}{T_1}}$
$0,1c < T_2 < 0,4c \Rightarrow \beta_1 = 2,5$	$0,1c < T_2 < 0,8c \Rightarrow \beta_1 = 2,5$
Для III категорий грунта при мощности слоя свыше 30 м по СНиП и для III-IV категории грунта по СП	
$T_1 > 0,76c \Rightarrow \beta_1 = \frac{1,9}{T_1}$	$T_1 > 0,8c \Rightarrow \beta_1 = 2,5 * \sqrt{\frac{0,8}{T_1}}$
$T_2 < 0,2c \Rightarrow \beta_1 = 1 + 7,5 * T_1$	$0,1c < T_2 < 0,8c \Rightarrow \beta_1 = 2,5$

Таблица 3. Каркасные здания

Конструктивные требования по СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах»	Конструктивные требования по СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах»
Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную нагрузку, должны быть непрерывными по всей высоте здания и располагаться в обоих направлениях равномерно и симметрично относительно центра тяжести здания.	Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную нагрузку, должны быть непрерывными по всей высоте здания и располагаться в обоих направлениях равномерно и симметрично относительно центра тяжести здания. В каждом направлении следует устанавливать не менее двух диафрагм, расположенных в разных плоскостях
По СНиП II-7-81 данный пункт не раскрыт	Максимальные расстояния между осями колонн в каждом направлении при безбалочных плитах и безбалочных плитах с капителями следует принимать при сейсмичности 7 баллов – 7,2 м, при сейсмичности 8, 9 баллов – 6,0 м. Толщину перекрытий с капителями и без них безригельного каркаса следует принимать не менее 1/30 расстояния между осями колонн, класс бетона – не ниже В20
Применение самонесущих стен из каменной кладки допускается: – при шаге пристенных колонн каркаса – не более 6 м; – при высоте стен зданий, возводимых на площадках, сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, – не более 18, 16 и 9 м соответственно.	Применение самонесущих стен из каменной кладки допускается: – при шаге пристенных колонн каркаса не более 6 м; – при высоте стен зданий, возводимых на площадках сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, соответственно не более 12, 9 и 6 м
По СНиП II-7-81 данный пункт не раскрыт.	На опорных участках плит перекрытий число устанавливаемой поперечной арматуры, нормальной к плоскости плиты, определяют расчетом на продавливание и конструктивно. В обоих случаях стержни поперечной арматуры, ближайшие к контуру площадки передачи нагрузки, располагают на расстоянии не ближе 1/3 и не далее 1/2 от этого контура. Ширина зоны размещения расчетной или конструктивной поперечной арматуры в обоих осевых направлениях должна быть не менее 2, считая от контура площадки передачи нагрузки
В зданиях с монолитными железобетонными перекрытиями, заделанными по контуру в стены, антисейсмические пояса в уровне этих перекрытий допускается не устраивать.	По наружному контуру вертикальных несущих конструкций зданий перекрытия следует опирать на ригели в уровне каждого этажа
Стыки сборных колонн необходимо располагать в зоне с меньшими изгибающими моментами. Стыкование продольной арматуры колонн внахлестку без сварки не допускается.	В изгибаемых и внецентренно сжатых элементах конструкций допускается осуществлять стыкование рабочей арматуры при диаметре стержней до 20 мм в зонах сейсмичностью 7 и 8 баллов внахлестку без сварки, а в зонах сейсмичностью 9 баллов – внахлестку без сварки, но с «лапками» или другими анкерными устройствами на концах стержней При стыковании арматуры сваркой следует применять соединения, выполняемые механизированной или ручной дуговой сваркой на стальной скобе-накладке. Для стержней арматуры диаметром до 22 мм включительно допускается стыкование дуговой сваркой продольными швами с парными накладками
По СНиП II-7-81 данный пункт не раскрыт.	В несущих элементах железобетонных конструкций не допускается применение стыкуемых дуговой сваркой отдельных стержней, сварных сеток и каркасов, а также анкерных стержней закладных деталей из арматурной стали класса А400 марки 35ГС
Предельная высота здания из железобетонного каркаса	
Высота для железобетонных каркасных зданий применяется по требованиям для несейсмических районов, следовательно, по степени огнестойкости здания от 3 до 70 м.	– рамно-связевый, безригельный связевый (с железобетонными диафрагмами, ядрами жесткости или стальными связями) для 7 баллов – 57 м, для 8–43 м, для 9–34 м; – безригельный без диафрагм и ядер жесткости для 7 баллов–14 м, для 8–11м, для 9–8 м; – рамный с заполнением из штучной кладки, воспринимающей горизонтальные нагрузки, в том числе каркасно-каменной конструкции для 7 баллов – 34 м, для 8–24 м, для 9–18 м; – рамный без заполнения и с заполнением, отделенным от каркаса для 7 баллов – 24 м, для 8–18 м, для 9–11 м

Усиление конструкции

Для повышения сейсмостойкости данного здания необходимо изменение расчетной схемы путем введения в нее диафрагм жест-

кости или вертикальных стальных связей, для повышения пространственной жесткости каркаса [5].

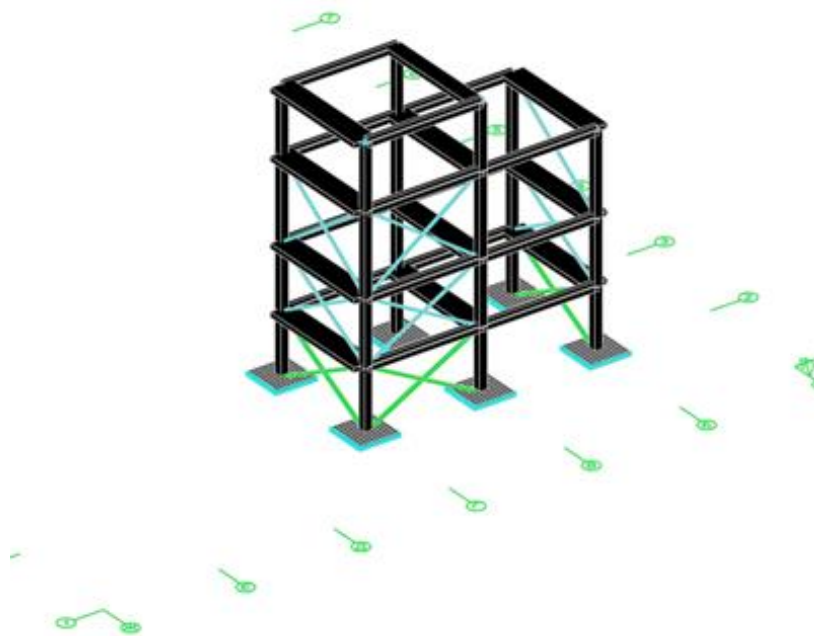


Рис. 2. Вертикальные связи по каркасу

Так как в проектах серии ТАС не предусмотрено ядер жесткости, то увеличение пространственной жесткости в поперечном и продольном направлении целесообразно выполнить вертикальными стальными связями, которые более технологичнее и дешевле монолитных диафрагм.

После установки связей усилия в элементах каркаса снижаются более чем в 2 раза (моменты снижены до 2 раз, поперечные силы до 2 раз). При этом также изменяется характер эпюр моментов (при сейсмических нагрузках) происходит значительное снижение усилий в узлах.

Несмотря на значительное снижение усилий в колоннах и ригелях за счет устройства вертикальных связей, отдельные ригели не проходят по несущей при действии поперечных сил. Работоспособность таких ригелей может быть обеспечена путем усиления опорных зон композитными материалами. Усиление колонн и ригелей рекомендуется выполнить путем наклейки композитных материалов на основе углеволокна с направлением волокон по высоте колонны и путем создания хомутов, а также путем наклейки композитных материалов на растянутую грань ригелей [7].

Наклейка продольных лент в балочных элементах должна быть выполнена так, что-

бы в каждом поперечном сечении лентами было охвачено не более 50 % периметра поперечного сечения усиливаемого элемента балки. Усиление нормального сечения ригеля композитными материалами на основе углеволокна повышает несущую способность до 80 % [5]. Также в местах, где в колоннах момент в сечении и деформации достигают предельных значений, усиление требуется выполнить железобетонной или стальной облойкой [10].

Заключение

В результате проведенных расчетов установлено, что изменение расчетной схемы здания, за счет установки вертикальных стальных связей, позволяет практически полностью воспринимать горизонтальную составляющую сейсмического воздействия, эквивалентного 8-ми баллам, существенно снижая при этом усилия в элементах каркаса: моменты в колоннах и ригелях снижаются до двух раз, поперечные силы до двух раз. Вместе с тем отдельные элементы каркаса, расчетная сейсмостойкость которых не обеспечивается даже при установке вертикальных связей, следует усилить композитными материалами на основе углеволокна (FibARM Tare 530/300), что позволит повысить их несущую способность до требуемого уровня.

Список источников

1. Бирбраер А. Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. Спб.: Наука, 1998. 254 с.
2. Кабанцев О. В., Тонких Г. П. и др. Пособие по оценке сейсмостойкости и сейсмоусилению общеобразовательных зданий с несущими стенами из каменной кладки. М.: Центральный научный институт, 2002.
3. Уломов В. И., Шумилина Л. С. Комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации. ОСР-97 // Вопросы инженерной сейсмологии. 2013. № 4. С. 5–20.
4. Уломов В. И., Шумилина Л. С. Объяснительная записка и список городов и населенных пунктов, расположенных в сейсмоопасных районах. М.: ОИФЗ, 1999. С. 1–57.
5. Кошаев В. В. Методы сейсмоусиления зданий с несущими стенами из каменной кладки // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2005. № 6. С. 63–65.
6. Кравченко В. В., Чувилова И. В. Применение комплексных методов реконструкции и модернизации пятиэтажной жилой застройки, возведенной в период 50–70-х гг. в городе Москва // Известия Юго-Западного государственного университета. 2011. № 5–2 (38). С. 185–188.
7. Басин Е. В., Хихлуха Л. В. Реконструкция жилых домов первых массовых серий – актуальное перспективное направление деятельности строительного комплекса России // Проблемы реконструкции городов России. 1997. 669 с.
8. Килимник Л. Ш. Методы целенаправленного проектирования в сейсмическом строительстве. М.: Наука, 2001.
9. Неймарк Л. И., Иоффе В. М. Стена многоэтажного сейсмостойкого здания // Открытия. Изобретения. Промышленные образцы и товарные знаки. 2005. № 26. С. 40.
10. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий. М.: Высшая школа, 2014. 335 с.

Информация об авторах / Information about the Authors

Никита Сергеевич Валухов,
студент группы ССЭМ-20-1,
Институт архитектуры, строительства и дизайна,
Иркутский национальный исследовательский
технический университет.
664074, г. Иркутск, ул. Лермонтова, 83,
Российская Федерация,
valuhov2010@yandex.ru

Nikita S. Valuykhov,
Student,
Architecture, Construction and Design Institute,
Irkutsk National Research Technical University,
83 Lermontov St., Irkutsk 664074,
Russian Federation,
valuhov2010@yandex.ru

Александр Евгеньевич Журавлев,
студент группы ССЭМ-20-1,
Институт архитектуры, строительства и дизайна,
Иркутский национальный исследовательский
технический университет,
664074, г. Иркутск, ул. Лермонтова, 83,
Российская Федерация,
poplavok38rus@gmail.com

Alexander E. Zhuravlev,
Student,
Architecture, Construction and Design Institute,
Irkutsk National Research Technical University,
83 Lermontov St., Irkutsk 664074,
Russian Federation,
poplavok38rus@gmail.com