

К ВОПРОСУ ОЦЕНКИ ДЛИНЫ СОНАПРАВЛЕННЫХ ДИАФРАГМ МНОГОЭТАЖНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ НА СТАДИИ КОНЦЕПТУАЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ В РАЙОНАХ С УМЕРЕННОЙ СЕЙСМИЧНОСТЬЮ

Соснин А.В., ст. преп., Московский государственный университет путей
сообщения Императора Николая II, Смоленский филиал

¹Памяти моего научного руководителя Виктора Георгиевича Беднякова

Аннотация. С применением метода нелинейного статического (Pushover) анализа в комплексе SAP2000 v.17.1. выполнена поверочная оценка сейсмической реакции 15-этажного каркасного здания с диафрагмами жёсткости (ДЖ). Предложено выражение для концептуальной оценки минимальной требуемой общей длины сонаправленных диафрагм рамно-связевых систем (РСС), проектируемых на площадках, характеризующихся ускорением в уровне основания $0,1g$.

Считается, что наиболее уязвимыми при землетрясении видами зданий являются здания с несущим железобетонным каркасом, без ДЖ или со слабыми ДЖ. При этом достаточность принятой системы ДЖ должна подтверждаться расчётом. Несмотря на имеющийся трагический опыт землетрясений в Ленинкане (07.12.1988) и на Южных Курилах (04.10.1994), современная практика проектирования многоэтажных каркасных зданий с ДЖ (особенно расположенных на площадках с 7-8-балльной сейсмичностью и удовлетворяющих требованиям пункта 3 таблицы 3 СП 14.13330.2014), по-прежнему, ограничивается только расчётом по линейно-спектральному методу (ЛСМ). Но, сейсмическую реакцию таких систем на действие сильных (редких) землетрясений необходимо оценивать с учётом реальных сейсмических сил с непосредственным учётом образования зон пластичности в несущих конструкциях. Однако, внедрить этот подход в реальное проектирование современных зданий рассматриваемого класса достаточно сложно. В отечественных нормах сейсмостойкого строительства не указано, как устраивать зоны пластичности в ДЖ, какие параметры диафрагм на стадии концептуального проектирования считать адекватными. В статье на частном примере с использованием прогрессивных зарубежных регламентов предлагается решение указанной проблемы с применением методологии нелинейного статического (Pushover) анализа (НСМ). В качестве объекта исследования принято проектное решение жилой 15-этажной секции с размерами в плане

¹ **Бедняков Виктор Георгиевич (1953–2013)**, кандидат технических наук, старший научный сотрудник, начальник Лаборатории надёжности строительных конструкций Научно-технического центра по ядерной и радиационной безопасности (НТЦ ЯРБ) Госатомнадзора России; автор более 130 научных трудов в области сейсмостойкости сооружений.

16,75(В)х23,48(Л)м в крайних координационных осях, с железобетонным каркасом с монолитными ДЖ толщиной 160мм (рисунок 1) [1].

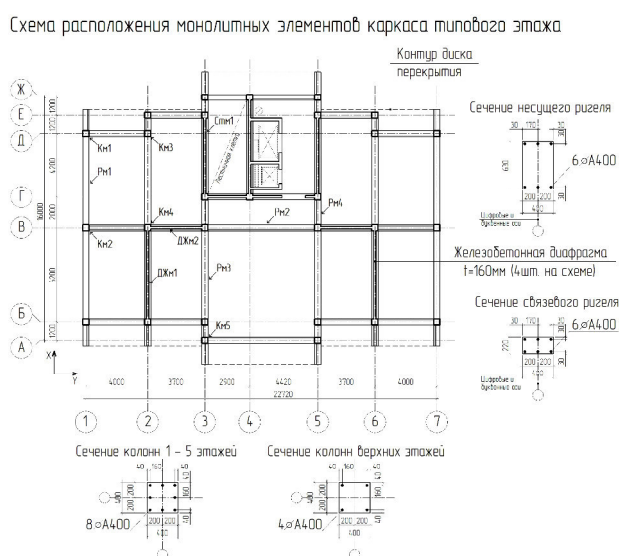


Рисунок 1 – Схема расположения несущих конструкций типового этажа

Математическим инструментарием для реализации расчётов на основные и особые сочетания нагрузок, явились алгоритмы комплекса Лиры-САПР 2011PRO. При формировании основных РСН учитывалось нормативное значение ветрового давления 48 кгс/м^2 . Проектное решение объекта исследования разработано с учётом требований пункта 2.2(а) СНиП II-7-81*, поэтому в особые РСН включались сейсмические нагрузки, определённые по ЛСМ (с учётом $K_1=0,25$). В качестве внешнего воздействия принят спектр, полученный из графика $\beta(T)$ для средних грунтовых условий. Принималось, что на площадке строительства прогнозируется сильное (редкое) землетрясение, характеризующееся ускорением в уровне основания $0.1g$. Расчётное армирование, принимаемое для конструирования элементов, почти полностью было получено из расчётов на основные сочетания. Данные об армировании использовались для формирования исходных параметров в SAP2000 v.17.1 при поворочной оценке по НСМ. Расчётные положения метода рассмотрены автором в работе [2]. Для диафрагм применялась MRFM-модель с использованием изопараметрических КЭ [3]. При построении расчётного спектра реакции в SAP2000 рассматривалось сочетание внутреннего вязкого трения и гистерезисного затухания (формулы 1-4 и рисунок 2 [4]). При этом параметры спектра $R_a(T)$ определялись с учётом поправочного коэффициента κ (каппа), данные для выбора которого приведены в таблице 1 [4]. Принималось, что частое (слабое) землетрясение произойдёт на площадке хотя бы 1 раз за расчётный период эксплуатации объекта. Базовые кривые НСМ строились в формате ADRS, особенности которого пояснены в статьях [2, 5]. Для моделирования работы расчётных участков зон пластичности применялась диаграмма состо-

Основные характеристики:
Уровень ответственности – II (нормальный).

Объект соответствует требованиям, предъявляемым, таблицей 8 СНиП II-7-81* и таблицей 7 СП 14.13330.2014 к предельно допустимой высоте зданий, проектируемых для строительства в сейсмических районах.

Общая длина сонаправленных ДЖ вдоль поперечной оси здания (вдоль оси X системы) равна 27,8м; в направлении продольной оси (вдоль оси Y системы) – 12,1м.

Диаметр арматуры диафрагм принят 10мм, защитный слой – 20мм.

Класс бетона, класс и шаг рабочей арматуры диафрагм жёсткости, принятые в проекте, аналогичны параметрам, указанным в домостроительной серии 1.020.1-2с/89.

яния «усилие – угол поворота (перемещение)». На рисунке 2а представлен её доработанный общий вид, полученный автором после уточнения и технической адаптации положений регламента ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; 1996).

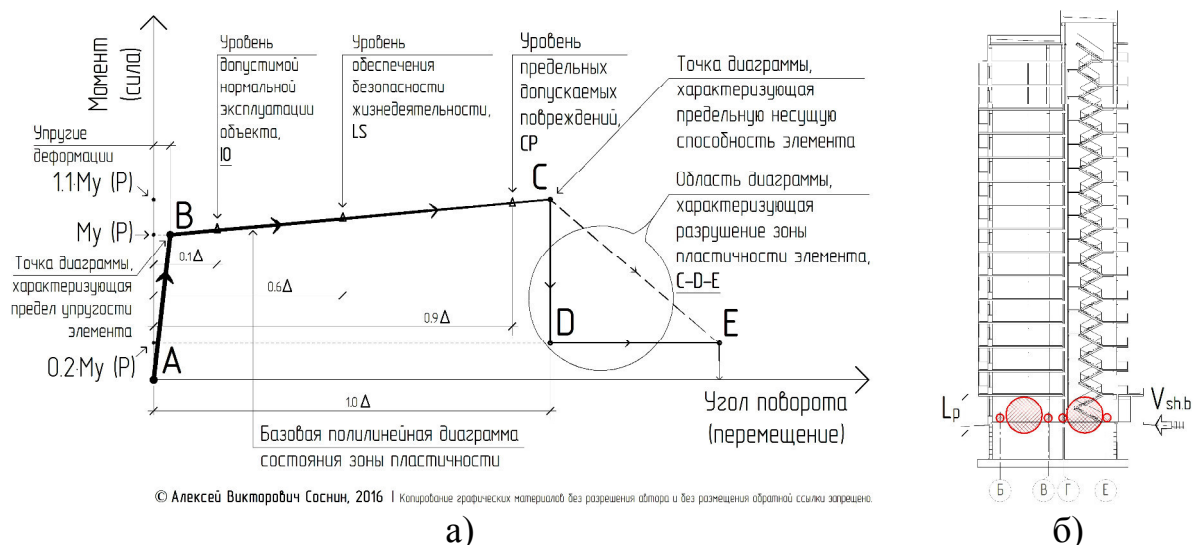


Рисунок 2 – Общий вид диаграммы состояния зон пластичности (а) и вероятные места их реализации в диафрагмах объекта исследования (б).

Возможная область локализации пластических шарниров (ПШ) в ДЖ предварительно оценивалась по картине напряжений, полученной из расчётов в линейной постановке, и верифицировалась с [6]. Во всех несущих элементах предусматривалась возможность образования ПШ от действия поперечной силы. При формировании параметров диаграмм состояния зон пластичности в ДЖ их предельная прочность при сдвиге (V_n) оценивалась по ACI-318 (Building Code Requirements for Structural Concrete); в ригелях и колоннах – по СП63.13330.2012. Важным нюансом расчётных процедур НСМ является определение длины L_p . Для её оценки в ДЖ рассматривались выражения Еврокода-8 (EN 1998-1:2004. Eurocode-8: Design of Structures for Earthquake Resistance) и FEMA-356 (Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings; 2000). Но, в качестве оценочного принято выражение, приведённое в исследованиях Т. Полай (Thomas Paulay) [7]:

$$L_p = 0,2l_w + 0,044h_w, \quad (1)$$

где, l_w - размер сечения диафрагм в рассматриваемом направлении действия сейсмических сил;

h_w - высота ДЖ, принимаемая равной расстоянию от уровня средней планировочной поверхности земли до низа несущих конструкций покрытия.

Ни СНиП II-7-81*, ни его актуализированная редакция, не содержат указаний о предельной степени повреждений несущих конструкций. Принима-

лось, что сейсмостойкость здания или сооружения, определяется сейсмостойкостью слабейшего из ответственных элементов, повреждения которых характеризуют пластичность системы в целом. К группам таких элементов в РСС относятся связевые конструкции (связи жёсткости и ДЖ), на которые может приходиться до 95% горизонтальных сейсмических сил. При оценке сейсмостойкости здания дополнительно учитывались методологические подходы, рассмотренные в работах [5, 8]. В качестве оценочного критерия принято положение точки упруго-пластических свойств [2] вблизи левой границы участка кривой, характеризующей допустимые повреждения несущих конструкций, при достижении относительного горизонтального перекаса этажа с постоянным значением $\Delta=0,5\%$ (рисунок 1 [2]). Конструктивная система объекта исследования, при рассмотренном критерии сейсмостойкости, оказалась способна выдержать сейсмические силы, составляющие только 49% от учтённых нагрузок (при коэффициенте модальной массы $\alpha_1=0,56$ [2]), соответствующих принятой расчётной сейсмичности площадки [1]. Форма деформирования системы (рисунок 3а) соответствует положению точки свойств с множителем $SF=0,5$ к $R_a(T)$ (см. таблицу 1 [1]). Несмотря на имеющееся допущение, методология НСМ позволила для объекта выявить дефицит сейсмостойкости в 1 балл по шкале MSK-64 [4].

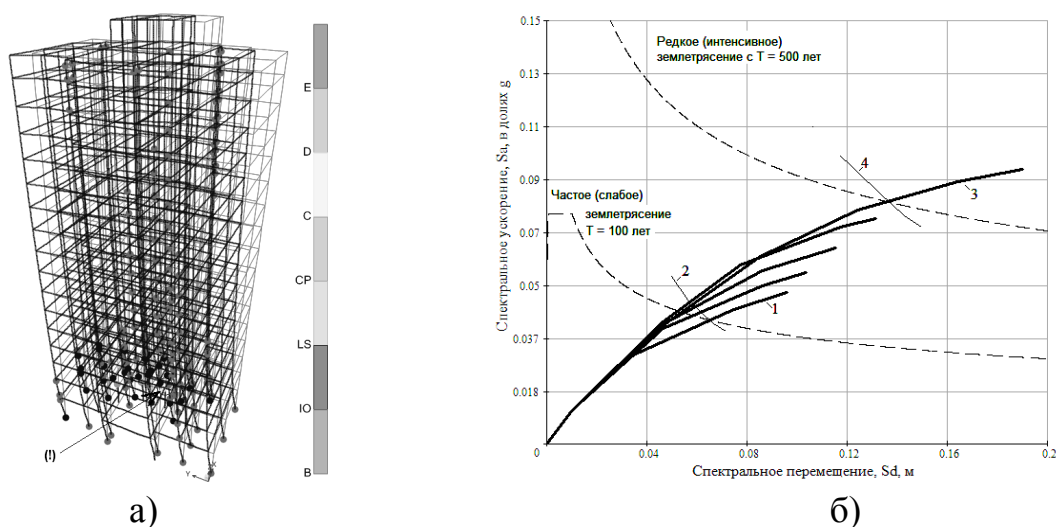


Рисунок 3 – Механизм деформирования системы с визуализацией образовавшихся шарниров пластичности (а), полученный в SAP2000, и базовые кривые НСМ (б) при действии сейсмических сил (вдоль оси Y) [1]

Для приведения системы к заданному на стадии проектирования уровню сейсмостойкости была выполнена вариантная корректировка параметров армирования диафрагм трёх нижних этажей (см. таблицу 1 [1] и рисунок 3б). Установлено, что требуемая сейсмостойкость обеспечивается в случае конструирования указанных диафрагм с применением вертикальной арматуры класса А500 д.12мм с шагом 100мм ($\mu_s=1,47\%$). Оценивая реакцию системы можно сделать вывод, что вдоль наиболее неблагоприятных направлений сейсмического воздействия, прогнозируемых на стадии концептуального проектирования, необходимо контролировать длину сонаправленных диа-

фрагм ($L_{sh.w.}$). Предлагается значение $L_{sh.w.}$ для каркасных зданий с диафрагмами высотой выше 10 этажей определять из следующего выражения

$$L_{sh.w.} = k \cdot L_{fr.s} \cdot (1 + T_i) \leq \frac{G \cdot K_G}{V_{n.rm}}, \quad (2)$$

где, k - эмпирический коэффициент, зависящий от ускорения в уровне основания, прогнозируемого на площадке строительства [9];

$L_{fr.s}$ - длина сонаправленных рам каркаса в направлении действия сейсмических сил;

T_i - значение периода собственных колебаний, соответствующего форме колебаний, генерирующей максимальную квазистатическую реакцию в элементах системы в рассматриваемом направлении сейсмического воздействия;

G - расчётный сейсмический вес здания; рекомендуется определять с применением приведённого веса системы на 1 м^3 строительного объёма (α_G);

для объекта исследования α_G получился равным $5,7\text{ кН/м}^3$;

K_G - доля горизонтальной сейсмической реакции, определяемой в уровне основания (доля сдвигающей силы $V_{sh.b.}$ [1]), в расчётном сейсмическом весе сооружения, при которой в несущих элементах системы, ответственных за её сейсмостойкость, реализуются предельно допускаемые повреждения;

с учётом исследований [10] в первом приближении на площадке с ускорением грунта $0.1g$ значение K_G рекомендуется принимать равным $0,1$;

$V_{n.rm}$ - среднее усилие сдвига, воспринимаемое 1 м.п. тела ДЖ; с учётом АСИ-318, при параметрах армирования, оговоренных в начале статьи, рекомендуется принимать не более 400 кН/м.п.

Полученные значения $L_{sh.w.}$ сведены в таблицу 1.

Таблица 1 – Оценка минимальной требуемой общей длины сонаправленных диафрагм жёсткости объекта исследования

№ п/п	Ось системы	Общая длина сонаправленных диафрагм жёсткости при проектных параметрах армирования ($L_{sh.w.}$), м				Примеч.
		по проекту	по [9]	по [11]	по выражению (2)	
1	вдоль оси X	27,8	25,30	21,35	26,90	$T_x=1,43\text{ с}$
2	вдоль оси Y	12,1	19,40	38,20	24,80	$T_y=1,35\text{ с}$

Выводы. 1. Для объекта исследования требования, указанные в абзаце 3 пункта 6.8.1 СП 14.13330.2014 выполнить технически сложно, поскольку основными элементами, характеризующими его сейсмостойкость, оказались ДЖ. Предлагается для многоэтажных зданий с конструктивной системой, аналогичной объекту исследования, в расчётах по ЛСМ принимать K_1 равным 1, редуцируя расчётные сейсмические усилия в несущих конструкциях. При этом для ДЖ, расположенных в объёме двух нижних этажей, применять понижающий коэффициент не менее $0,5$. 2. Предлагается требования пункта

6.8.9 СП 14.13330.2014 дополнить положениями о минимальной толщине, шаге и общей длине сонаправленных железобетонных ДЖ. Такие требования просто необходимы, поскольку практика расчётов (по ЛСМ) при проектировании зданий рассматриваемого класса на площадках с ускорением в уровне основания до 0.2g, указывает на достаточность значения процента армирования $\mu_s=0,5\%$ при конструировании ДЖ.

Литература. 1. Соснин А.В. Применение метода нелинейного статического анализа в оценке влияния сдвиговой несущей способности диафрагм жёсткости на сейсмостойкость многоэтажного железобетонного рамно-связевого каркаса (в среде SAP2000) // Ежегодн. междунаро. академ. Чтения РААСН «Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения», 19-20 ноября 2015 года. – Курск: КГУ, 2015. – С. 204–219. 2. Соснин А.В. Об особенностях методологии нелинейного статического анализа и его согласованности с базовой нормативной методикой расчёта зданий и сооружений на действие сейсмических сил // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2016. – Т.16. – №1. – С. 12 – 19. (DOI: 10.14529/build160102). 3. Fahjan Y.M., Kubin J., Tan M.T. Nonlinear Analysis Methods for Reinforced Concrete Buildings with Shear walls // The 14-th European Conference on Earthquake Engineering, 30 August – 03 September, Ohrid, 2010. – 8 p. 4. Соснин А.В. Особенности оценки дефицита сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий методом нелинейного статического анализа в SAP2000 // Техническое регулирование в транспортном строительстве. – 2015. – №6(14). URL: trts.esrae.ru/25-137. 5. Джинчвелашвили Г.А., Соснин А.В. Анализ некоторых особенностей учёта нелинейной работы конструкций в нормативных документах по сейсмостойкому строительству // Подсекц. «Строительная механика и теория надёжности конструкций» 71-й Научн.-методич. и научн.-исслед. конф. (с международным молодёжным участием). Тез. докл., 29 января – 7 февраля 2013г. – М.: МАДИ, 2013. – С. 67–69. URL: <http://pandia.ru/text/78/586/49138-2.php>. 6. Atımtay E. Çerçevesiz ve Perdeli Betonarme Sistemlerin Tasarımı (Design of Reinforced Concrete Framed and Shear Wall Structures). Vol. 1&2. Revised 2-nd Ed., Ankara, 2001. 7. Paulay T., Priestley M.J.N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. – New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992. – 744 p. 8. Бедняков В.Г., Нефедов С.С., Югай Т.З. Оценка повреждаемости высотных и протяжённых зданий и сооружений железнодорожного транспорта при сейсмических воздействиях // Транспорт. Наука. Техника. Управление. – 2003. – №12. – С. 24–32. 9. Сейсмика и жёсткость здания. Как быть? / DWG.ru. URL: <http://forum.dwg.ru/showthread.php?t=6668>. 10. Borges J.F., Grases J., Ravara A. Behaviour of Tall Buildings During the Caracas Earthquake of 1967 // Proceedings of the 4-th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1969. 11. Esmaeili H., Kheyroddin A., Naderpour H. Seismic Behavior of Steel Moment Resisting Frames Associated with RC Shear Walls // The International Journal of Science & Technology, Transactions of Civil Engineering. – Vol.37. – No.C+. – PP. 395–407.