

## К ВОПРОСУ О РАЗМЕЩЕНИИ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСАХ ПО СЕРИИ ИИ-04

*Н. Н. Шалобыта<sup>1</sup>, А. Б. Шурин<sup>2</sup>, Т. П. Шалобыта<sup>3</sup>*

<sup>1</sup>*К. т. н., доцент, проектор по научной работе УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь, e-mail : nnshalobyta@mail.ru*

<sup>2</sup>*К. т. н., доцент, заведующий кафедрой «Строительные конструкции» УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь, e-mail : shuryn@mail.ru*

<sup>3</sup>*К. т. н., доцент, доцент кафедры «Технология бетона и строительных материалов» УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь, e-mail : nnshalobyta@mail.ru*

---

### Реферат

В статье приведены результаты модального анализа административного здания в городе Бресте со сборным железобетонным каркасом по серии ИИ-04 на предмет перемещения или демонтажа диафрагм жёсткости, установленных в продольном направлении.

**Ключевые слова:** железобетонный каркас, диафрагмы жесткости, модальный анализ, конечно-элементная модель, формы колебаний

---

## ON THE QUESTION OF THE PLACEMENT OF STIFFENING DIAPHRAGMS IN REINFORCED CONCRETE FRAMES ACCORDING TO THE II-04 SERIES

**N. N. Shalobyta, A. B. Shuryn, T. P. Shalobyta**

### Abstract

The article presents the results of a modal analysis of an administrative building in the city of Brest with a precast reinforced concrete frame according to the II-04 series for moving or dismantling stiffening diaphragms installed in the longitudinal direction.

**Keywords:** reinforced concrete frame, stiffness diaphragms, modal analysis, finite element model, oscillation forms

---

### Введение

В последнее десятилетие в Республике Беларусь интенсивно выполняется реконструкция построенных в 70-х и 80-х годах прошлого столетия общественных зданий. Большинство из них выполнено в наиболее индустриальном варианте –

в сборном железобетонном каркасе с применением типовых решений по разработанной еще с середины 60-х годов серии ИИ-04 [1, 2]. Согласно данной серии каркас здания выполняется по связевой схеме с шарнирными стыками ригелей и колонн с ограниченно воспринимаемым опорным изгибающим моментом. Несущий каркас по данной серии выполняется из сборных железобетонных элементов и состоит из колонн, ригелей и вертикальных диафрагм жёсткости. В поперечном направлении каркас представлен многоэтажными двух, трех и четырех пролетными рамами. Величина пролета и шаг рам в продольном и поперечном направлении принимается как правило 6.0 м. Поперечные рамы в продольном направлении объединены жесткими дисками перекрытий (покрытия), диафрагмами жесткости и стеновыми панелями, что в совокупности с поперечными рамами обеспечивает пространственную жесткость каркаса.

Устойчивость каркаса в плоскости и из плоскости поперечных рам обеспечивается сборными диафрагмами жёсткости, установленными во взаимно перпендикулярных плоскостях. Согласно серии ИИ-04-6 [2] сборные железобетонные диафрагмы жёсткости имеют толщину 120 мм и могут применяться с проёмами и без. Диафрагмы жесткости применяются двух типов: с полками для опирания плит перекрытий и устанавливаемые в плоскости поперечных рам, и бесполочные – в плоскости перпендикулярной к рамам. Диафрагмы, как правило, устанавливаются на всю высоту здания в пролётах между колоннами. В плане центр диафрагм совпадает с разбивочными осями. Между собой и с колоннами панели диафрагм соединяются сварными соединениями в местах расположения закладных деталей с замоноличиванием стыков бетоном.

При проектировании каркасов по серии ИИ-04 независимо от этажности исходя из требований п.2.4 [1] «в плоскости основных рам каркаса горизонтальные нагрузки воспринимаются рамами и рамно-связевым блоком. Из плоскости основных рам каркаса все горизонтальные усилия воспринимаются совместной работой колонн и диафрагм жесткости». Согласно п. 5.8 [1] «в тех случаях, когда фактические опорные моменты ригелей превышают показанные в приложении на листе №19 [1], рекомендуется постановка вертикальных диафрагм жесткости, для восприятия ветровых нагрузок. Подбор и расчет диафрагм жесткости для зданий до 4-х этажей с подвалом производится в соответствии с рекомендациями, приведенными на листах 31-32 [2].

В настоящее время значительное количество зданий построенных с применением конструктивного решения каркаса по серии ИИ-04 реконструируются, в том числе с изменением объемно-планировочные пространства. В большинстве случаев для зданий малой этажности (с количеством этажей до 3-х), построенных по приведенной выше серии, производят демонтаж железобетонных панелей диафрагм, расположенных в плоскости поперечных рам. Так же, согласно предварительного анализа установлено, что в связи с введением в Республике Беларусь новых технических нормативно-правовых актов в области строительства (СН 2.01.01-2019, СН 2.01.02-2019, СП 5.03.01-2020, СТБ EN 206) изменилась величина усилий в элементах конструкций данной серии, следовательно, необходим перерасчет пространственной жесткости здания и уточнение схем размещения диафрагм.

## **Модальный анализ. Общие положения**

Динамические нагрузки на сооружение характеризуются настолько быстрым изменением во времени их величины, направления или места приложения, что вызывают колебания сооружения, которые необходимо учитывать при его расчёте. Колебательный характер имеют не только перемещения точек сооружения, но и внутренние усилия и напряжения в его элементах. Определение ожидаемых амплитуд перемещений, внутренних усилий и напряжений в сооружении при его колебаниях под действием динамической нагрузки, т. е. при вынужденных колебаниях и сравнение их с допустимыми значениями составляют основное содержание динамического расчёта сооружения. Допустимые значения амплитуд внутренних усилий обусловлены требованиями прочности и долговечности строительных конструкций, а значения амплитуд скоростей и ускорений колебаний зданий и сооружений, в которых находятся люди или помещение производства с точной технологией, — требованиями безвредного влияния колебаний на здоровье людей и на качество выпускаемой продукции.

В упрощенном варианте при динамических расчетах каркасных зданий для анализа поперечных и продольных колебаний каркаса можно рассматривать плоскую раму. Вследствие того, что масса междуэтажных перекрытий и находящегося на них оборудования значительно больше масс колонн, при расчете учитываются только инерционные силы, возникающие при перемещениях перекрытий. При этом колонны рассматриваются как безынерционные стержни, и их масса присоединяется к массе перекрытий: половина массы присоединяется к массе вышележащего, другая половина – к массе нижележащего перекрытия. Таким образом, рама рассматривается как система с конечным числом степеней свободы, равным числу этажей здания. Но данные расчётные схемы не отражают действительную пространственную жесткость зданий. Современные программные комплексы, такие как ПК ЛИРА, SUP, SCAD Office позволяют проводить модальный анализ пространственных конструкций.

Для зданий, прямоугольных в плане, с симметричным расположением масс и жесткостей, 1-я или 2-я форма все равно могут оказаться крутильными. Поэтому диафрагмы жесткости рекомендуется располагать по периферии, как можно ближе к торцам с формированием ядер жесткости в районе лестничных клеток и лифтовых шахт. Проведенные авторами практические исследования реальных зданий с разработанными конечно-элементными моделями (КЭМ) позволили установить, что кручение в таком случае в 1-й и 2-й формах будет отсутствовать [4].

Чаще всего крутильные формы возникают именно из-за несимметричного распределения массы здания относительно центра жесткости. Устройство мощных замкнутых ядер жесткости в здании существенно снижает периоды собственных колебаний, что, в свою очередь, позволяет уменьшить количество форм, учитываемых в расчете. Но неграмотно расположенные ядра жесткости могут привести к крутильным формам.

Первые формы всегда направлены в сторону наименьшей жесткости. Например, в рамном каркасе с четкой сеткой колонн, первая форма всегда направлена в поперечном направлении, вторая в продольном. Как известно, кроме изгибных

деформаций, сдвиговых, растяжения-сжатия, есть жесткость на кручение. Поэтому если несущий "ствол" здания слабо сопротивляется кручению, 1-я и (или) 2-я форма будут крутильными, т.е., 1-я форма колебаний будет определяющей и деформации от неё очень существенны. Вторая и третья форма колебаний с наличием модальных масс будут поступательными.

Отсюда можно сделать вывод, что при анализе форм колебаний, необходимо определить для какого из направлений динамического воздействия какая форма колебаний будет определяющей, т.е. посмотреть наличие модальных масс для данного направления и данной формы колебаний.

Первая и вторая формы колебаний – формы, у которых наибольшие периоды (T) колебаний, соответственно наибольшая гибкость, и соответственно те два направления, по которым расположены наименьшая суммарная жесткость.

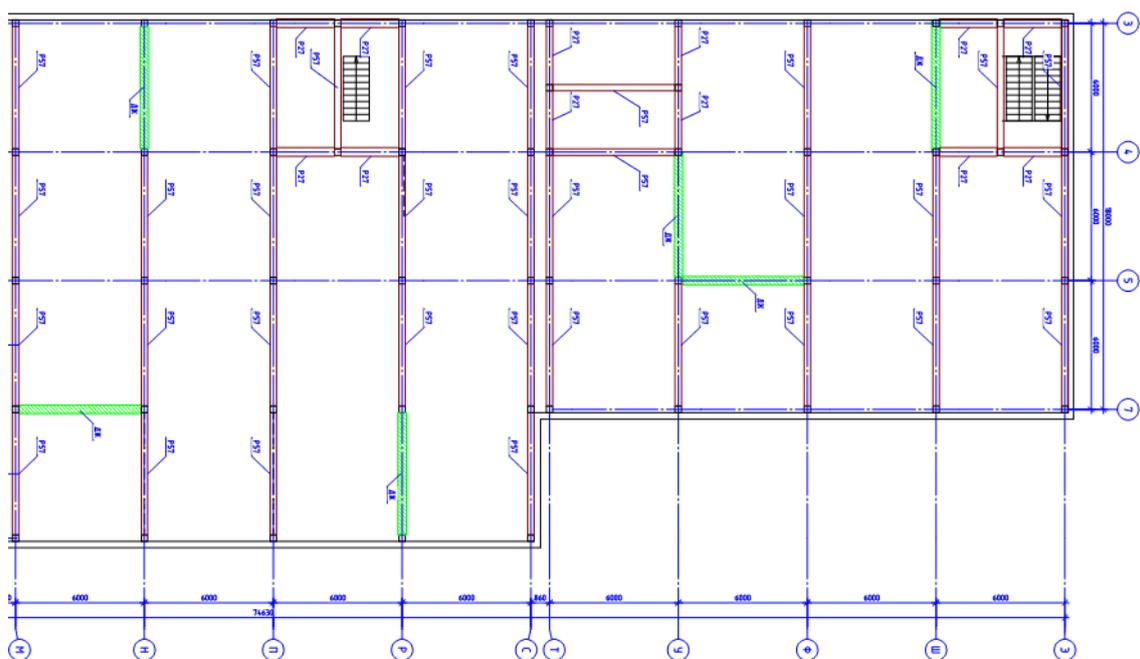
Таким образом, если для запроектированного здания по 1-й форме происходит чистое кручение (не путать с неравномерными поступательными колебаниями, при которых создается эффект "как бы закручивания"), это значит, что жесткость здания на кручение ниже, чем жесткость по основным 2-м направлениям.

В работе [4] было установлено, что для здания прямоугольной формы поперечного сечения с отношением сторон  $h / d \leq 2$  наиболее рациональной формой расположения диафрагм жесткости является схема, при которой диафрагмы жесткости разнесены на наибольшее расстояние от центра тяжести здания. При этом уголкового типа диафрагм жесткости принят как наиболее оптимальный, что соответствует конструктивной схеме здания с наружным и внутренним стволами жесткости. Это можно объяснить тем, что при данном типе момент инерции всего здания самый высокий.

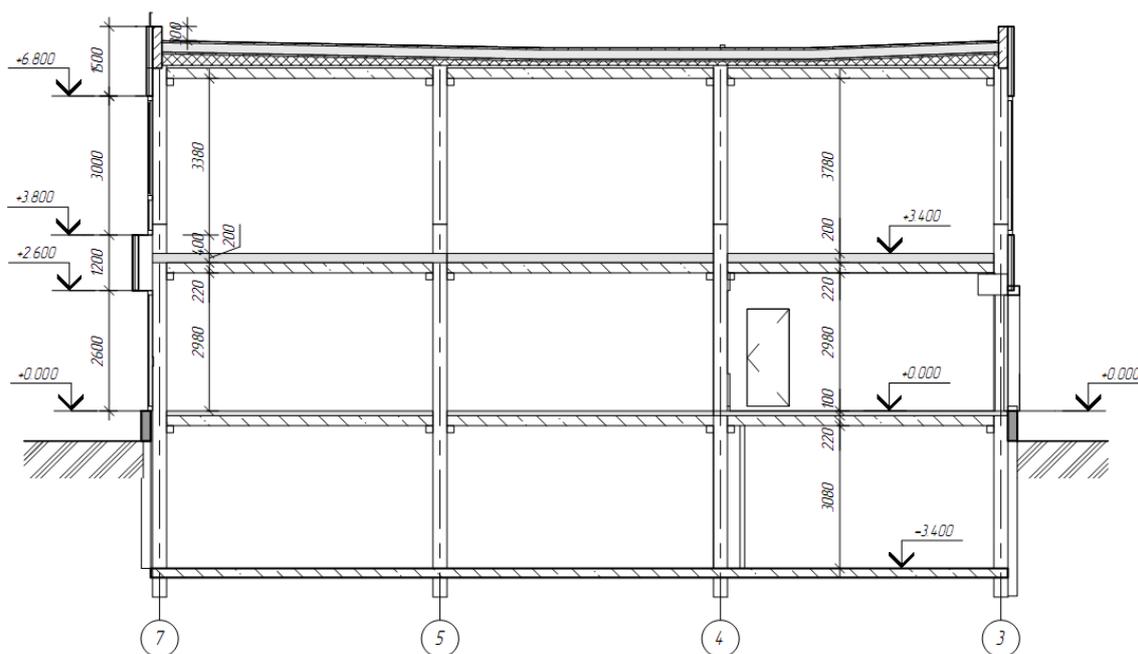
В работе [5] было установлено, что на первую форму колебаний оказывает влияние конструкция и расположение в плане ядра жесткости здания. Ядро жесткости должно быть замкнутым и расположено симметрично относительно центральной оси здания или ближе к его центру. На вторую форму колебаний оказывает влияние расположения диафрагм жесткости. Однако, все указанные мероприятия, как правило применяются при проектировании новых зданий с монолитным железобетонным каркасом. Для зданий в сборном варианте по серии ИИ-04 ядро жесткости (блок лестничной клетки) располагается далеко не в центре тяжести здания, а панели диафрагм жесткости не разнесены на максимальное расстояние друг от друга.

#### **Поверочные расчеты в соответствии с требованиями [6]**

С целью оценки пространственной жесткости каркаса серии ИИ-04 на действие нагрузок в соответствии с требованиями [8, 9, 10] рассмотрим в качестве примера административное здание малой этажности, состоящее из двух температурно-деформационных блоков (рисунок 1, 2).



***P57 – железобетонный ригель (длина в мм); ДЖ – диафрагма жесткости***  
***Рисунок 1 – Схема расположения железобетонных элементов каркаса здания***



***Рисунок 2 – Поперечный разрез здания (1-1)***

В осях М-С / 3-9 каркас здания в поперечном направлении представлен четырехпролетными рамами с пролетом 6.0 м, в осях Т-Ц / 3-7 – трехпролетными, так же с величиной пролета равного 6.0 м. Шаг поперечных рам для обоих блоков составляет 6.0 м. Поперечные рамы в продольном направлении объединены жесткими дисками перекрытий и покрытия, диафрагмами жесткости и стеновыми панелями. В соответствии с п. 6.1 [1] жесткость каркаса обеспечивается в горизонтальной плоскости – работой перекрытий, как горизонтальных диафрагм жесткости, в вертикальной плоскости – работой рам и вертикальных диафрагм. Выбор решений по обеспечению жесткости каркаса производится в зависимости

от величины вертикальной и ветровой нагрузок, высоты этажей, количества этажей и количества пролетов в здании. Жесткость зданий в плоскости, перпендикулярной к основным рамам каркаса, обеспечиваются постановкой вертикальных диафрагм жесткости в соответствии с рекомендациями, приведенными в приложении на листах № 15, 16 [1]. Во всех случаях вертикальные диафрагмы жесткости должны доводиться до фундамента и соединяться с ним анкерными связями (п. 6.5 [1]).

Типовой каркас здания серии ИИ-04 разработан на основании действующего на момент ее утверждения СНиП II-A.11-62 «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования» [6], в соответствии с которыми для г. Бреста имеет место I-й ветровой район с величиной нормативной ветровой нагрузки  $27 \text{ кг/м}^2$  ( $0.27 \text{ кПа}$ ). Тогда в соответствии с таблицей 8 (лист 30 [2]) при высоте здания  $H=8.3 \text{ м}$  и длине блоков  $24 \text{ м}$  максимальный момент от ветровой нагрузки, действующий на отметке поверхности земли составит  $M_{\text{ветр}} = 34.84 \text{ т}\cdot\text{м}$  ( $348,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ), поперечная сила на том же уровне  $Q = 8.72 \text{ т}$  ( $87,2 \text{ кН}$ ). Тогда предельный изгибающий момент, воспринимаемый одной диафрагмой таблицы 9 [7] типа диафрагмы D1 составит  $[M] = 220 \text{ т}\cdot\text{м}$  ( $2200 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ).

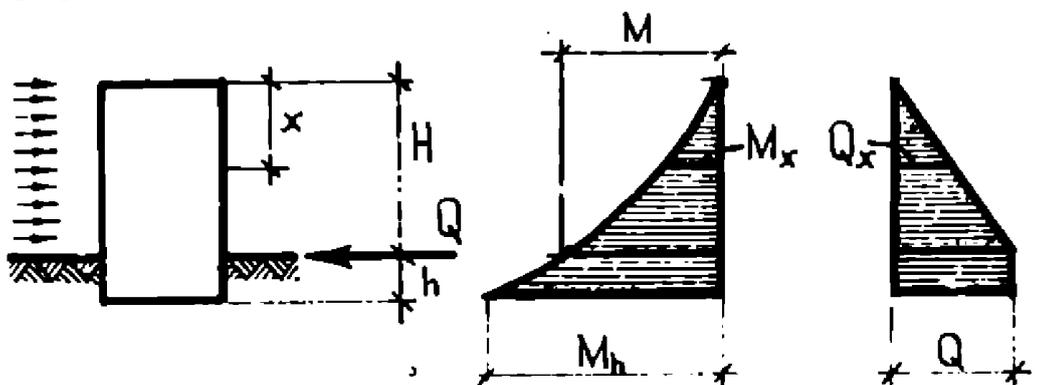


Рисунок 3 – Схема к определению усилий в характерных сечениях здания от ветровой нагрузки согласно [6]

При размерах блоков здания в осях 3-9/М-С и 3-7/Т-Ц соответственно  $24 \times 24 \text{ м}$  и  $24 \times 18 \text{ м}$  и высотой подвального этажа  $3.4 \text{ м}$  ветровой момент в уровне заделки в фундамент равен  $M_{\text{ветр}} = 64.5 \text{ т}\cdot\text{м}$  ( $645,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ). Тогда для блоков в осях 3-9/М-С и 3-7/ Т-Ц поперек здания количество диафрагм жесткости будет равно

$$m = \frac{M_{\text{ветр}}}{[M]} = \frac{64.5}{220} = 0.3 < 1.$$

Вдоль здания в осях 3-9/М-С и 3-7/ Т-Ц несущая способность диафрагмы D1 согласно таблиц 9 и 10 (лист 32, [3]) при глубине (длине) обоих блоков равной  $24 \text{ м}$  составит

$$[M] = 220 \cdot 0.94 = 206.8 \text{ т}\cdot\text{м}.$$

Вдоль здания для блока в осях 3-9/М-С ветровой момент в уровне заделки в фундамент равен  $M_{\text{ветр}}^* = \frac{B}{L} \cdot M_{\text{ветр}} = \frac{24}{60} \cdot (87.1 + 21.8 \cdot 3,4) = 64.5 \text{ т}\cdot\text{м}$ .

Вдоль здания для блока в осях 3-7/ Т-Ц ветровой момент в уровне заделки в фундамент равен  $M_{\text{ветр}}^* = \frac{B}{L} \cdot M_{\text{ветр}} = \frac{18}{60} \cdot (87.1 + 21.8 \cdot 3,4) = 48.4 \text{ т}\cdot\text{м}$ .

Вдоль здания для блоков в осях 3-9/М-С и 3-7/ Т-Ц количество диафрагм жесткости будет равно:

$$m = \frac{M_{\text{ветр}}^*}{[M]} = \frac{64.5}{206.8} = 0.31 < 1;$$

$$m = \frac{M_{\text{ветр}}^*}{[M]} = \frac{48.4}{206.8} = 0.23 < 1.$$

На основании выполненных расчетов, согласно действующим на момент проектирования норм [6], жесткость блоков здания в осях 3-9/М-С и 3-7/ Т-Ц в поперечном и продольном направлениях может быть обеспечена без постановки поперечных и продольных диафрагм жесткости. Допускается установка для каждого блока не более одной диафрагмы жесткости в продольном и поперечном направлениях.

Произведем проверку количества диафрагм жесткости в поперечном направлении здания в случае использования в качестве последней стены лестничного блока (тип D3) в соответствии с таблицей 9 (лист 32, [3]).

Для типа диафрагмы D3 несущая способность  $[M] = 165$  т·м.

Тогда для блоков в осях 3-9/М-С и 3-7/ Т-Ц поперек здания количество диафрагм жесткости будет равно  $m = \frac{M_{\text{ветр}}}{[M]} = \frac{64.5}{165} = 0.4 < 1$ .

Согласно действующих на момент проектирования нормам [6] жесткость блоков здания в осях 3-9/М-С и 3-7/ Т-Ц в поперечном направлении может быть обеспечена за счет работы поперечной стены лестничного блока в качестве диафрагмы жесткости.

#### **Поверочные расчеты в соответствии с требованиями [7...10]**

В соответствии с [9] для г. Бреста снеговой район – 1б, а в соответствии с [10], базовая скорость ветра  $v_{b,0}$  принимается равной 21 м/с. Пиковое значение скоростного напора ветра на отметке 8.3 м –  $q_p(8,3) = 0,446$  кПа, что значительно выше величины нормативного значения ветровой нагрузки принимаемой для серии ИИ-04 согласно [6].

Общий вид разработанной авторами конечно-элементной модели (КЭМ) в ПК «Лири-САПР» блока здания в осях 3-9/М-С представлен на рисунке 4.

При разработке конечно-элементной модели вводились следующие предположения:

– в расчетную модель каркаса вводим только несущие конструктивные элементы, считаем, что поэтажно опертые наружные стены, а также перегородки не участвуют в работе каркаса, и лишь создают дополнительные нагрузки на плиты перекрытий;

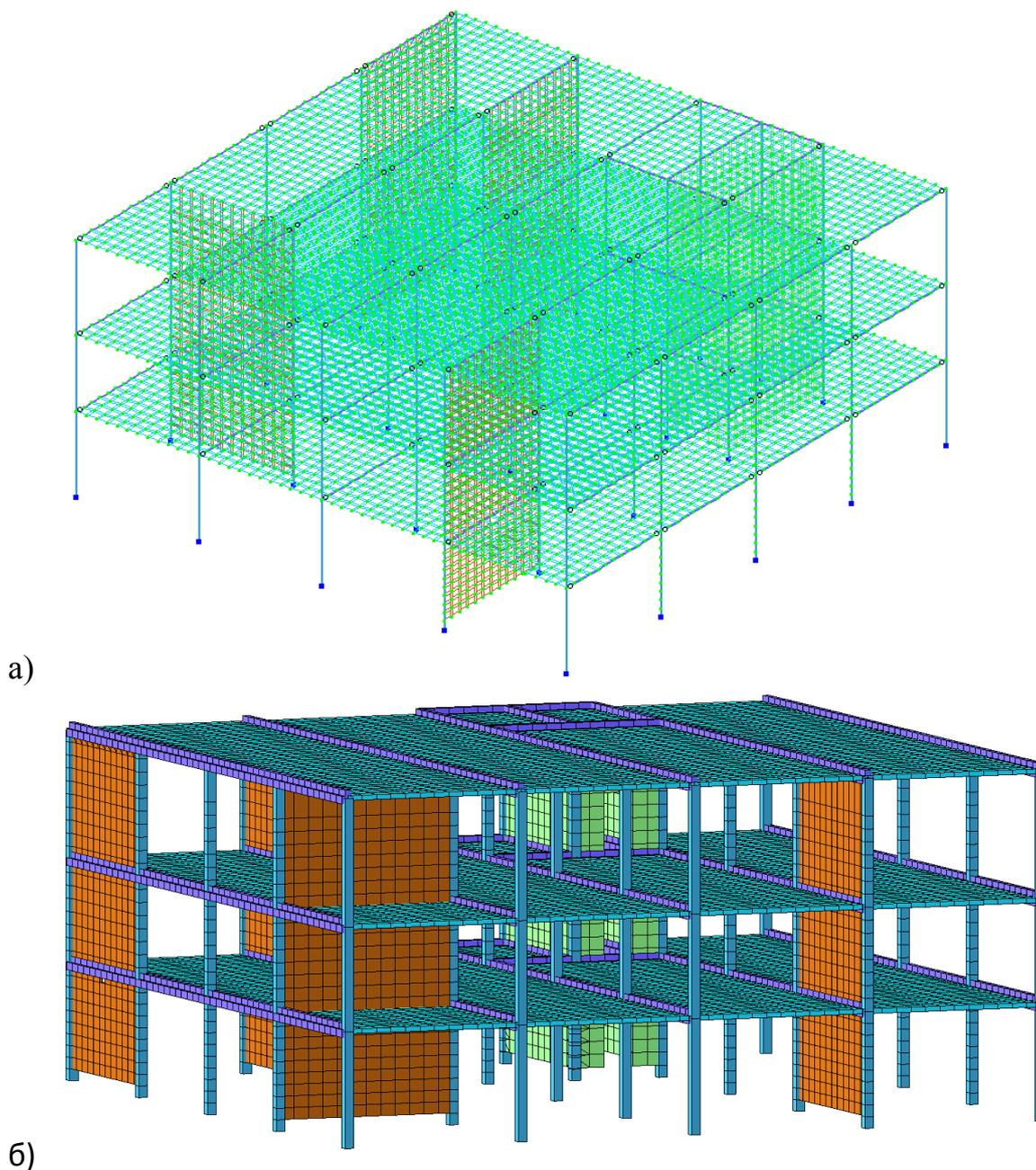
– плоские плиты перекрытий и покрытия, диафрагмы жесткости, а также несущие стены в местах опирания лестничных клеток моделируем элементами плоской оболочки, имеющими все шесть степеней свободы в узле;

– колонны представляем универсальными стержневыми конечными элементами, с жестким их сопряжением с фундаментами;

– сопряжение ригелей с колоннами принято шарнирным;

- при определении усилий в элементах каркаса здания эффектами физической и геометрической нелинейности пренебрегаем;
- ветровую нагрузку прикладываем в виде линейной равномерно-распределенной к колоннам.

Расчетные сочетания нагрузок выполнены в соответствии с требованиями СН 2.01.01-2019 [7]. Результаты модального анализа для блоков здания в осях 3-9/М-С и 3-7/ Т-Ц при наличии проектных (исходных) диафрагм жесткости и отсутствии продольных представлены в таблицах 1-4. Геометрические характеристики для центров тяжести и центров жесткости (CR-CWL) блока здания в осях 3-9/М-С приведены на рисунке 5.



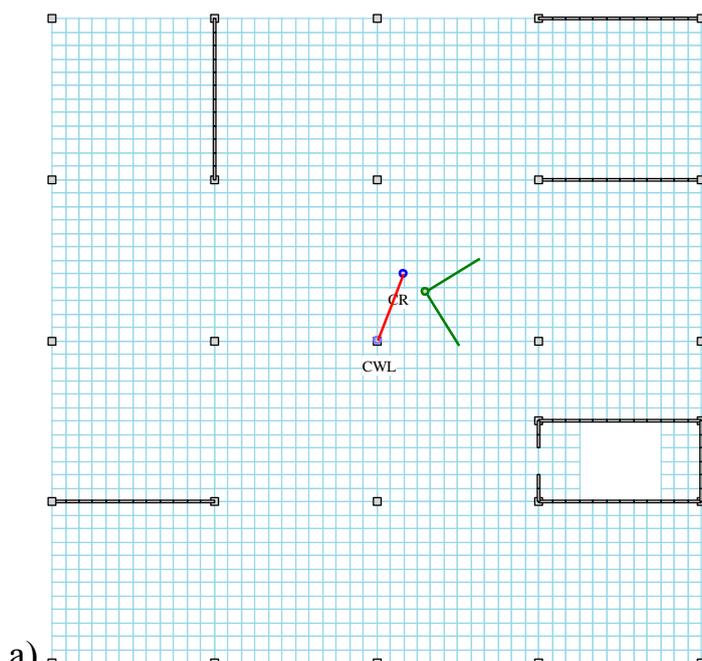
*Рисунок 4 – Исходная конечно-элементная модель блока здания в осях 3-9/М-С*

Таблица 1 – Значения периодов колебаний системы для блока в осях 3-9/М-С с учетом проектных (исходных) диафрагм жесткости

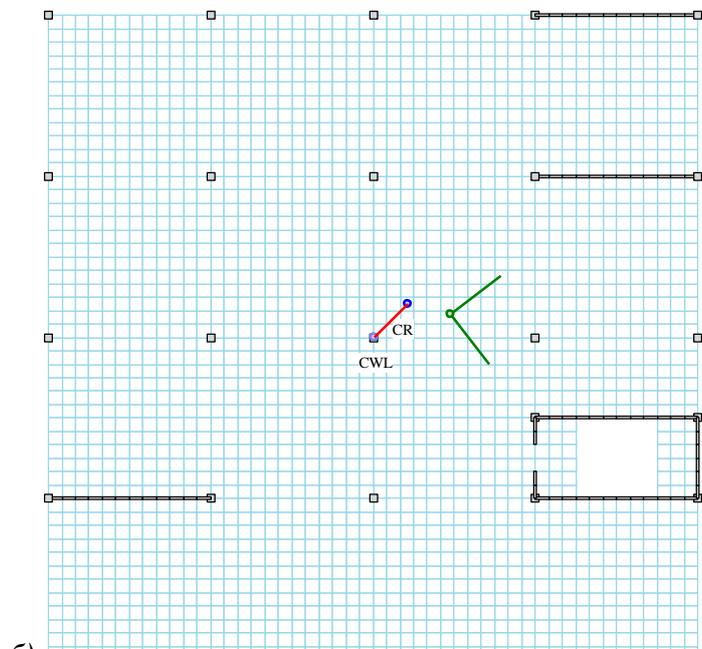
ЗАГР.	№ п/п	Собств. знач.	Рад/с.	Гц.	Периоды	Коэф. распр.	Масса	Сумма масс
1	2	3	4	5	6	7	8	9
4 - (мод. 100)								
4	1	0.075	13.245	2.109	0.474	1.457	29.342	29.342
4	2	0.053	19.030	3.030	0.330	0.606	2.736	32.078
4	3	0.045	22.469	3.578	0.279	-1.766	26.010	58.089
4	4	0.033	30.149	4.801	0.208	0.494	0.291	58.380
4	5	0.031	31.850	5.072	0.197	-0.341	0.093	58.474
4	6	0.031	32.761	5.217	0.192	0.501	0.406	58.879
4	7	0.030	33.329	5.307	0.188	-0.438	0.153	59.032
4	8	0.030	33.730	5.371	0.186	1.694	2.494	61.526
4	9	0.029	34.174	5.442	0.184	-0.416	0.369	61.895
4	10	0.029	34.449	5.485	0.182	0.485	0.344	62.239
4	11	0.029	34.662	5.519	0.181	0.725	0.965	63.205

Таблица 2 – Значения периодов колебаний системы для блока в осях 3-9/М-С при отсутствии продольных диафрагм жесткости

ЗАГР.	№ п/п	Собств. знач.	Рад/с.	Гц.	Периоды	Коэф. распр.	Масса	Сумма масс
1	2	3	4	5	6	7	8	9
4 - (мод. 100)								
4	1	0.130	7.687	1.224	0.817	1.520	26.212	26.212
4	2	0.055	18.273	2.910	0.344	0.937	7.183	33.395
4	3	0.045	22.464	3.577	0.280	-1.466	18.787	52.182
4	4	0.043	23.164	3.689	0.271	0.832	9.025	61.207
4	5	0.034	29.148	4.641	0.215	0.126	0.022	61.229
4	6	0.033	30.641	4.879	0.205	1.086	1.565	62.794
4	7	0.032	31.710	5.049	0.198	0.036	0.002	62.796
4	8	0.031	32.274	5.139	0.195	-1.285	1.322	64.118
4	9	0.031	32.598	5.191	0.193	-0.981	0.992	65.109
4	10	0.030	32.946	5.246	0.191	0.369	0.246	65.356
4	11	0.030	33.231	5.292	0.189	1.316	2.308	67.664



а)



б)

Переменная	Значение
X cw (сечение), м	24.22
Y cw (сечение), м	17.57
X cr (сечение), м	23.43
Y cr (сечение), м	18.25
X cwl (нагрузка), м	22.47
Y cwl (нагрузка), м	15.78
расстояние CR-CWL, м	2.65
суммарная нагрузка, кН	3713.90
I max, м4	242756
I min, м4	57767
угол, град	-58.49
координата Z, м	6.80

Переменная	Значение
X cw (сечение), м	25.26
Y cw (сечение), м	16.61
X cr (сечение), м	23.71
Y cr (сечение), м	17.03
X cwl (нагрузка), м	22.47
Y cwl (нагрузка), м	15.78
расстояние CR-CWL, м	1.76
суммарная нагрузка, кН	3713.90
I max, м4	204517
I min, м4	55565
угол, град	-52.21
координата Z, м	6.80

а) – при наличии продольных диафрагм жесткости;

б) – при отсутствии продольных диафрагм жесткости

**Рисунок 5 – Геометрические характеристики для центров тяжести и центров жесткости (CR-CWL) блока здания в осях 3-9/М-С**

Таблица 3 – Значения периодов колебаний системы для блока в осях 3-7/ Т-Ц с учетом проектных (исходных) диафрагм жесткости

ЗАГР.	№ п/п	Собств. знач.	Рад/с.	Гц.	Периоды	Кэф. распр.	Масса	Сумма масс
1	2	3	4	5	6	7	8	9
2 - (мод. 100)								
2	1	0.066	15.074	2.400	0.417	0.949	10.050	10.050
2	2	0.052	19.399	3.089	0.324	2.072	33.194	43.245
2	3	0.038	26.234	4.177	0.239	1.559	15.618	58.863
2	4	0.033	30.695	4.888	0.205	0.611	0.304	59.167
2	5	0.032	31.110	4.954	0.202	-1.806	1.668	60.835
2	6	0.031	32.680	5.204	0.192	-1.878	1.513	62.348
2	7	0.030	32.965	5.249	0.191	-0.630	0.284	62.632
2	8	0.030	33.214	5.289	0.189	1.233	1.754	64.386
2	9	0.030	33.615	5.353	0.187	0.801	0.744	65.131
2	10	0.030	33.886	5.396	0.185	-2.639	6.595	71.725
2	11	0.029	34.149	5.438	0.184	-0.317	0.144	71.870
2	12	0.029	34.367	5.472	0.183	-0.246	0.079	71.949
2	13	0.029	34.609	5.511	0.181	1.048	0.527	72.475

Таблица 4 – Значения периодов колебаний системы для блока в осях 3-7/ Т-Ц при отсутствии продольных диафрагм жесткости

ЗАГР.	№ п/п	Собств. знач.	Рад/с.	Гц.	Периоды	Кэф. распр.	Масса	Сумма масс
1	2	3	4	5	6	7	8	9
2 - (мод. 100)								
2	1	0.114	8.770	1.397	0.716	1.619	31.870	31.870
2	2	0.059	16.912	2.693	0.371	1.060	6.681	38.552
2	3	0.039	25.849	4.116	0.243	0.703	5.354	43.906
2	4	0.037	26.849	4.275	0.234	1.116	19.137	63.043
2	5	0.034	29.284	4.663	0.214	0.283	0.167	63.209
2	6	0.032	30.926	4.925	0.203	-1.061	0.683	63.893
2	7	0.031	31.995	5.095	0.196	0.049	0.003	63.896
2	8	0.031	32.041	5.102	0.196	-0.246	0.073	63.969
2	9	0.031	32.578	5.188	0.193	1.376	1.727	65.696
2	10	0.030	33.185	5.284	0.189	0.937	1.116	66.812
2	11	0.030	33.340	5.309	0.188	1.237	4.136	70.948

#### Анализ выполненных расчетов

Предельные величины частоты колебаний для многоэтажных зданий приняты согласно ISO 48666: 1990/1:1994:

$$[f_1]=46/H=46/8.3=5.54; [f_2]=58/H=6.98; [f_3]=(72-77)/H=8.67.$$

где  $H$  – высота здания.

Анализ данных таблиц 1 и 2, 3 и 4 показал, что предельные величины частот колебаний для 1-й, 2-й и 3-й форм в обоих блоках здания не превышают установленные нормативные требования.

На основании выполненных расчетов установлено, что жесткость блоков здания в осях 3-9/М-С и 3-7/ Т-Ц в поперечном и продольном направлении может быть обеспечена за счет работы каркаса с существующими поперечными диафрагмами жесткости, продольных и поперечных стен блока лестничной кладки.

### **Заключение**

В настоящее время при реконструкции зданий и сооружений в Республике Беларусь необходимо использовать новые технические нормативно-правовые акты (ТНПА) в области строительства. При этом наиболее чувствительными изменениями в ТНПА явились подходы к определению характеристических и расчетных значений нагрузок и воздействий действующих на конструкции. Как показали расчеты для зданий, выполненных из сборного железобетона применительно к типовой серии ИИ-04 для зданий с количеством этажей до 3-х их пространственная жесткость обеспечивается существующими схемами размещения диафрагм и ядер жесткости и удаление из схемы одной из диафрагм, расположенной в плоскости перпендикулярной рамам, позволяет исключить недопустимые перемещения каркаса. Однако, изменение величин перемещений свидетельствует о необходимости полного пересмотра типовой серии с точки зрения подходов обеспечения пространственной жесткости каркаса.

### **Список цитированных источников**

1. Серия ИИ-04-0. Указания по применению изделий. Выпуск 1. Указания по применению изделий для зданий в 1-4 этажа. Рабочие чертежи. – ЦИТП. Москва. – 1966.
2. Серия ИИ-04-0. Указания по применению изделий. Выпуск 6. Указания по применению изделий связевого каркаса с сеткой колонн 6х6; 6х4.5 и 6х3 м. Рабочие чертежи – ЦНИИЭП. Москва. – 1973.
3. Серия ИИ-04-6. Сборные элементы зданий каркасной конструкции. Серия ИИ-04-6. Диафрагмы жесткости. Выпуск 1. Железобетонные диафрагмы толщиной 120 мм.– ЦИТП. Москва. – 1966.
4. Шурин, А.Б. Оценка влияния диафрагм различной жесткости на пространственную работу каркаса многоэтажных зданий / А.Б. Шурин, Н.Н. Шалобыта, Е.В. Люкевич // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций : Сборник научных статей XXI научно-методической конференции ВИТУ (16 марта 2017 года) : Санкт-Петербург / ВИТУ / под общ. ред. к.т.н., доцента Д.В. Курлапова. – СПб., 2017. – С. 274–279.
5. Вычегжанин, Е.В. Способы исключения крутильных колебаний по основным формам при проектировании многоэтажных монолитных зданий / Е.В. Вычегжанин, А. Н. Сычков // Перспективы развития строительного комплекса : Материалы XIII Международной научно-практической конференции профессорско-преподавательского состава, молодых ученых и студентов (АГАСУ, 2019). – Астрахань, 2019. – С.175–178.
6. СНиП II-A.11-62. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. Москва. – 1962.
7. СН 2.01.01-2019. Основы проектирования строительных конструкций / Введ. 16.12.2019. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 83 с.
8. СН 2.01.02-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки / Введ. 16.12.2019. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 33 с.
9. СН 2.01.04-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки / Введ. 16.12.2019. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 36 с.

10. СН 2.01.05-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия / Введ. 16.12.2019. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 119 с.

### References

1. Seriya II-04-0. Ukazaniya po primeneniyu izdelij. Vypusk 1. Ukazaniya po primeneniyu izdelij dlya zdaniy v 1-4 etazha. Rabochie chertezhi. – СІТР. Moskva. – 1966.
2. Seriya II-04-0. Ukazaniya po primeneniyu izdelij. Vypusk 6. Ukazaniya po primeneniyu izdelij svyazevogo karkasa s setkoj kolonn 6h6; 6h4.5 i 6h3 m. Rabochie chertezhi – СНИИЕР. Moskva. – 1973.
3. Seriya II-04-6. Sbornye elementy zdaniy karkasnoj konstrukcii. Seriya II-04-6. Diafragmy zhestkosti. Vypusk 1. ZHelezobetonnye diafragmy tolshchinoj 120 mm.– СІТР. Moskva. – 1966.
4. Shurn, A.B. Ocenka vliyaniya diafragm razlichnoj zhestkosti na prostranstvennyuyu rabotu karkasa mnogoetazhnyh zdaniy / A.B. SHurin, N.N. SHalobyta, E.V. Lyukevich // Defekty zdaniy i sooruzhenij. Usilenie stroitel'nyh konstrukcij : Sbornik nauchnyh statej XXI nauchno-metodicheskoy konferencii VITU (16 marta 2017 goda) : Sankt-Peterburg / VITU / pod obshch. red. k.t.n., docenta D.V. Kurlapova. – SPb., 2017. – S. 274–279.
5. Vychezhhanin, E.V. Sposoby isklyucheniya krutil'nyh kolebanij po osnovnym formam pri proektirovanii mnogoetazhnyh monolitnyh zdaniy / E.V. Vychezhhanin, A. N. Sychkov // Perspektivy razvitiya stroitel'nogo kompleksa : Materialy XIII Mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoy konferencii professorsko-prepodavatel'skogo sostava, molodyh uchenykh i studentov (AGASU, 2019). – Astrahan', 2019. – S.175–178.
6. SNIP II-A.11-62. Nagruzki i vozdejstviya. Normy proektirovaniya. Moskva. – 1962.
7. SN 2.01.01-2019. Osnovy proektirovaniya stroitel'nyh konstrukcij / Vved. 16.12.2019. – Minsk: Ministerstvo arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus', 2020. – 83 s.
8. SN 2.01.02-2019. Vozdejstviya na konstrukcii. Obshchie vozdejstviya. Ob"emnyj ves, sobstvennyj ves, funkcional'nye nagruzki / Vved. 16.12.2019. – Minsk: Ministerstvo arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus', 2020. – 33 s.
9. SN 2.01.04-2019. Vozdejstviya na konstrukcii. Obshchie vozdejstviya. Snegovye nagruzki / Vved. 16.12.2019. – Minsk: Ministerstvo arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus', 2020. – 36 s.
10. SN 2.01.05-2019. Vozdejstviya na konstrukcii. Obshchie vozdejstviya. Vetrovye vozdejstviya / Vved. 16.12.2019. – Minsk: Ministerstvo arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus', 2020. – 119 s.

УДК 624.012

## ЖИВУЧЕСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ С ПЛОСКИМИ ДИСКАМИ ПЕРЕКРЫТИЙ ПРИ ОТКАЗЕ КЛЮЧЕВОГО ЭЛЕМЕНТА

*А. А. Лизогуб<sup>1</sup>*

*<sup>1</sup> М.т.н., мл. научн. сотр. ОЛ НИЦИС, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, p\_332\_14lizogub@mail.ru*

---

### Реферат

Живучесть конструктивных систем из железобетона на сегодняшний день является одним из актуальнейших вопросов в мировой практике проектирования, который требует проведения теоретических и экспериментальных исследований, разработки новых и усовершенствования существующих расчетных подходов.