



УДК 624.94.012.45.044+624.071.322

ВЛИЯНИЕ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ НА ДЕФОРМАТИВНОСТЬ МОНОЛИТНОГО КАРКАСА

В.В. Гринев, П.А. Цингель

INFLUENCE OF STIFFENING DIAPHRAGM ON THE DEFORMABILITY OF THE MONOLITHIC FRAMEWORK

V.V. Grinev, P.A. Tsinhel

Аннотация. В статье решается задача снижения материалоемкости строительства за счет оптимизации количества диафрагм жесткости, и намечаются пути её решения. Сравнительный анализ определения горизонтальных деформаций здания аналитическим методом и методом конечных элементов показал удовлетворительную сходимость результатов. Это дает возможность использовать указанные методики для практических определений деформаций здания с последующим подбором диафрагм жесткости.

Ключевые слова: диафрагма жесткости; жесткость каркаса; деформативность здания; монолитный железобетон; ветровая нагрузка.

Abstract. In article is solved the problem of decrease in a material capacity of construction due to optimization of quantity of stiffening diaphragms, and ways of its decision are outlined. The comparative analysis of definition of horizontal deformations of the building by analytical method and by method of final elements showed satisfactory convergence of results. It gives the chance to use the specified techniques for practical definitions of deformations of the building with the subsequent selection of stiffening diaphragms.

Key words: stiffening diaphragm; stiffness of a framework; building deformability; *insitu* reinforced concrete; wind load.

Введение

В настоящее время всё больше зданий проектируется из монолитного железобетона. В монолитном строительстве возможно возвести здание в короткие сроки и достичь любой формы и этажности.

Большое значение для обеспечения общей устойчивости, уменьшения изгибающих моментов в колоннах и плитах перекрытия в монолитных каркасных зданиях играют диафрагмы жесткости (пилоны, стены жесткости). Диафрагмы жесткости воспринимают часть вертикальных и основную часть горизонтальных нагрузок, действующих на здание, и передают их фундаментам. Они же обеспечивают общую устойчивость здания, а их жесткость определяет значение деформаций здания в целом.

Основные элементы каркаса — колонны, перекрытия и диафрагмы жесткости — размещают на самой ранней стадии проектирования, что неразрывно связано с компоновкой здания в целом. Размещение диафрагм жесткости достаточно сложный процесс, цель которого состоит в максимально возможном сочетании функциональных особенностей здания, его архитектуры, рационального размещения инженерных систем и чистоты конструктивной схемы.

Современные мощные программные комплексы для расчета и проектирования конструкций позволяют не только составить и исследовать подробные расчетные схемы, но и провести компьютерное моделирование процессов жизненного цикла конструкции, включая стадии возведения и эксплуатации.

Однако вопросы о размещении диафрагм жесткости в плане и по высоте здания и их влияние на деформативность элементов монолитного каркаса в руководствах и пособиях по проектированию конструкций монолитных зданий даны в очень малом количестве. Проектировщик вынужден полагаться на эти немногочисленные данные и собственный опыт расстановки диафрагм жесткости, возникают различные мнения о влиянии диафрагм на работу несущих конструкций здания и вообще о необходимости их постановки в зависимости от особенностей конструктивного решения здания.

Так как перед строительной отраслью в настоящее время стоит задача уменьшения материалоёмкости и снижения стоимости возводимых объектов, то определение мест наиболее эффективного размещения диафрагм в здании и достижение минимально достаточного их размера позволило бы существенно удешевить и ускорить возведение зданий и сооружений.

Постановка задачи

Перед проектировщиком после согласования планировки (высота этажа, габариты здания в плане и по высоте) стоит задача размещения диафрагм жесткости. При решении этой задачи он должен:

⇒ обосновать расчетом необходимое количество и сечение диафрагм жесткости для удовлетворения требований безопасности и эксплуатационной пригодности;

⇒ данные элементы жесткости должны вписываться в архитектурно-планировочную концепцию здания, по возможности совмещать в себе несколько функций – несущую и ограждающую (требование функциональности).

Существующие реалии проектирования (несогласованность смежных разделов) создают осложняющие факторы. Основной из них – «нестатичность» исходных данных. Прежде чем утвердится окончательный вариант объемно-планировочного решения здания, оно претерпевает многочисленные изменения. Изменения вносятся многочисленными специалистами смежных разделов (дымоудаление, пожаротушение), инвестором, архитекторами и дизайнерами, как на стадии «А» так и на стадии «С». Конструктор вынужден в сжатые сроки реагировать на данные изменения, проверяя расчетом несущую способность и деформативность всего здания.

Задача данной статьи - сбор информации и сопоставление имеющихся способов расчета деформативности каркасного здания в зависимости от расположения диафрагм жесткости и геометрии здания.

Цель работы авторов – поиск менее затратного метода подбора диафрагм жесткости в зависимости от внешних усилий и геометрии здания.

Методы исследования

Итак, что имеет современный инженер-конструктор в своём арсенале для решения поставленной задачи? Благодаря шагнувшим вперёд информационным технологиям его арсенал средств гораздо более внушительный, чем несколько десятков лет назад. Теперь не требуется наличия огромного суперкомпьютера для решения конечно-элементной задачи большой размерности, созданы программы с дружественным к пользователю интерфейсом, и мощностей персонального компьютера достаточно для моделирования и расчета довольно большого по размерам здания.

Однако даже использование таких современных технологий не даёт полного решения тех задач, которых мы поставили перед проектировщиком в предыдущем разделе. С помощью конечно-элементной модели возможно получить значения горизонтальных деформаций здания и определить требуемое армирование диафрагм жесткости. То есть мы можем решить лишь один элемент из ряда задач – обеспечение прочности, устойчивости и жесткости здания. Как же убедиться, что принятые сечения действительно самые

экономичные, и как быть готовым к необходимости оперативной корректировки расчетной схемы?

Изучался опыт расчета многоэтажных зданий различных авторов [1, 2, 3, 4]. Одним из наиболее широко известных авторов, который в 70-х годах прошлого столетия занимался вопросом расчета многоэтажных зданий на горизонтальные нагрузки и вывел четкую последовательность определения горизонтальных прогибов и углов перекоса здания является Виктор Викторович Ханджи. Большого внимания заслуживает его книга «Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом» [1]. В ней для определения прогибов и углов наклона принята статическая схема здания в виде консоли высотой H от уровня условного заземления в основании и высотой H_0 от поверхности земли (см. рис. 1).

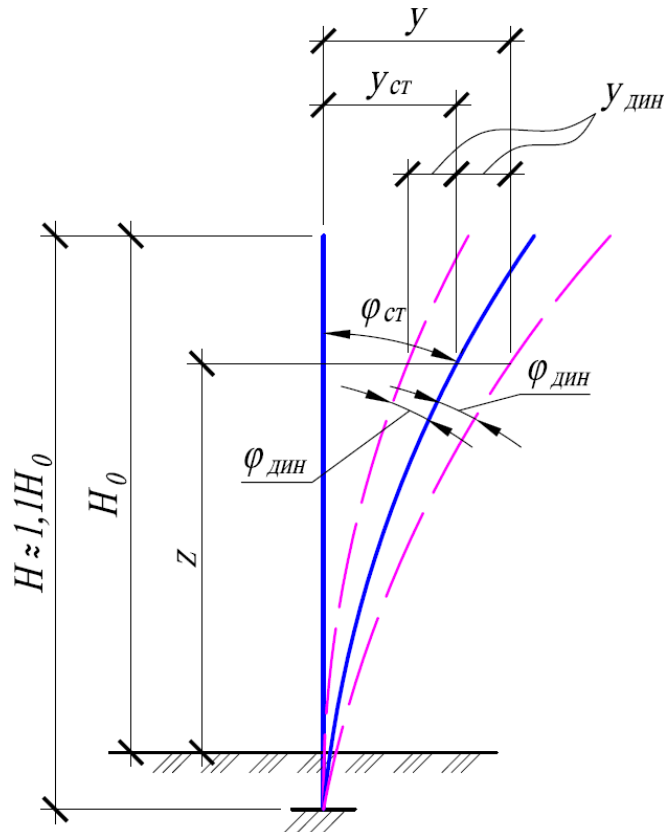


Рисунок 1 – Отклонение здания при ветровой нагрузке

Под действием статической ветровой нагрузки произвольное по высоте сечение здания отклоняется от вертикали на значение $u_{ст}$ (рис. 1). Пульсация ветра вызывает колебания здания вокруг отклоненного от вертикали положения с амплитудой $u_{дин}$. Максимальное горизонтальное перемещение рассматриваемого произвольного сечения (1):

$$u = u_{ст} + u_{дин} \quad (1)$$

Аналогично суммируют и углы наклона вертикальных несущих конструкций (2):

$$\varphi = \varphi_{ст} + \varphi_{дин} \quad (2)$$

Это позволяет использовать формулы сопротивления материалов для записи выражения прогибов и углов наклона на любой высоте с координатой z от поверхности земли (3, 4, 5, 6):



$$y_{cm} = \frac{H_0^4 \cdot \eta_j}{B_j} (q_1^n k_5 + q_2^n k_6) \tag{3}$$

$$y_{dun} = \frac{H_0^4 \cdot \eta_j}{B_j} q_3^n k_6 \tag{4}$$

$$\varphi_{cm} = \frac{H_0^3 \cdot \eta_j}{B_j} (q_1^n k_7 + q_2^n k_8) \tag{5}$$

$$\varphi_{dun} = \frac{H_0^3 \cdot \eta_j}{B_j} q_3^n k_8 \tag{6}$$

где B_j – жесткость здания (B_x или B_y) относительно оси, перпендикулярной к направлению ветровой нагрузки;

η_j – повышающие коэффициенты (η_x или η_y), вычисляемые по формулам (7):

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_x = \frac{1}{1 - \frac{G^n}{1,85 \cdot G_x}} \\ \eta_y = \frac{1}{1 - \frac{G^n}{1,85 \cdot G_y}} \\ \eta_\omega = \frac{1}{1 - \frac{G^n}{1,85 \cdot G_\omega}} \end{array} \right. \tag{7}$$

где G^n , G_x , G_y , – критические веса здания;

$k_5 \dots k_8$ – функции координаты z , определяемая по формулам (8):

$$\left\{ \begin{array}{l} k_5 = \frac{1}{12} (0,012 + 0,23u + u^2 - u^3 + 0,5u^4 - 0,1u^5) \\ k_6 = \frac{1}{12} (0,022 + 0,43u + 2u^2 - u^3 + 0,1u^5) \\ k_7 = \frac{1}{12} (0,23 + 2u - 3u^2 + 2u^3 + 0,5u^4) \\ k_8 = \frac{1}{12} (0,43 + 4u - 2u^2 + 0,5u^4) \end{array} \right. \tag{8}$$

В этих формулах (8) $u = z/H_0$.

Метод расчета, предлагаемый в книге [1] ориентирован на многоэтажные здания со связевым каркасом. Несмотря на это он может быть использован и при расчете рамно-связевых систем. Для этого следует либо в запас прочности не учитывать работу рам и все горизонтальные нагрузки воспринимать пилонами, либо имитировать рамы пилонами эквивалентной жесткости (данное допущение содержится в четвертой главе первого раздела).

Как вывод укажем следующее: используя приведённые формулы, можно предложить подход к определению влияния диафрагм жесткости на деформативность всего монолитного каркаса.

Математическая модель

В настоящее время широко используется метод конечно-элементного расчета здания в программных комплексах типа «SCAD», «Lira» и других. Как правило, последовательность действий проектировщика такова – строится расчетная схема каркаса здания, назначаются жесткостные характеристики, условия сопряжения элементов, нагрузки и затем выполняется расчет, по результатам которого получают значения горизонтальных деформаций здания.

В предыдущем разделе были представлены аналитические формулы, по которым возможно определить деформации здания. По этим формулам в книге [1] приведён также пример определения горизонтальных прогибов несущих конструкций здания (пример 1 на стр. 149). Здание имеет схему, показанную на рис. 2.

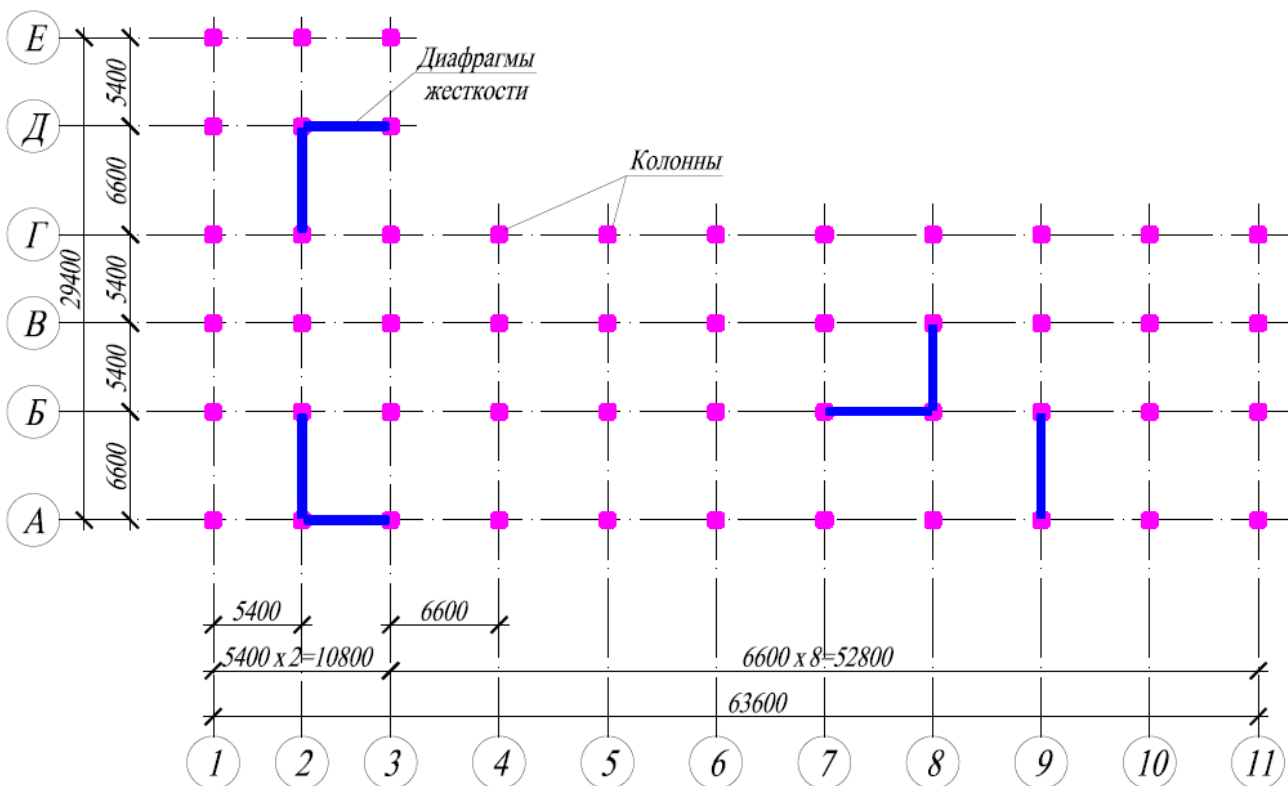


Рисунок 2 – Схема здания из [1] для определения горизонтальных деформаций

Последовательность расчета геометрических и жесткостных характеристик данного здания в статье не приводятся, они достаточно подробно описаны в книге [1].

Далее в статье сравнивались значения деформаций здания, по результатам аналитического расчета и расчета методом конечных элементов (программа «SCAD»).

В расчетной схеме сечение колонн принято 400x400 мм, толщина диафрагм жесткости 200 мм, плит перекрытия 220 мм. Коэффициент Пуассона для железобетона равен 0,2. Модуль упругости колонн и диафрагм жесткости принят $1,923 \times 10^7$ кН/м², плит перекрытия $7,112 \times 10^6$ кН/м². Высота надземной части здания $H_0=45$ м, её нормативный вес $G^H=200$ МН.

В настоящее время в Республике Беларусь ветровая нагрузка определяется по ТКП EN 1991-1-4-2009 «Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия» [5] с использованием коэффициентов надежности по ТКП EN 1990-2011* «Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций» [6].

Однако для сравнительного анализа было принято значение ветровой нагрузки из [1], для обеспечения сопоставимости результатов.

1) Статическая составляющая в уровне низа здания (эпюра нагрузки имеет трапециевидную форму): $q_1=14$ кН/м

2) Статическая составляющая в уровне верха здания (эпюра нагрузки имеет трапециевидную форму): $q_2=32,8$ кН/м

3) Верхняя ордината динамической составляющей ветровой нагрузки (эпюра нагрузки имеет треугольную форму): $q_3=28,8$ кН/м (смотри рис. 3).

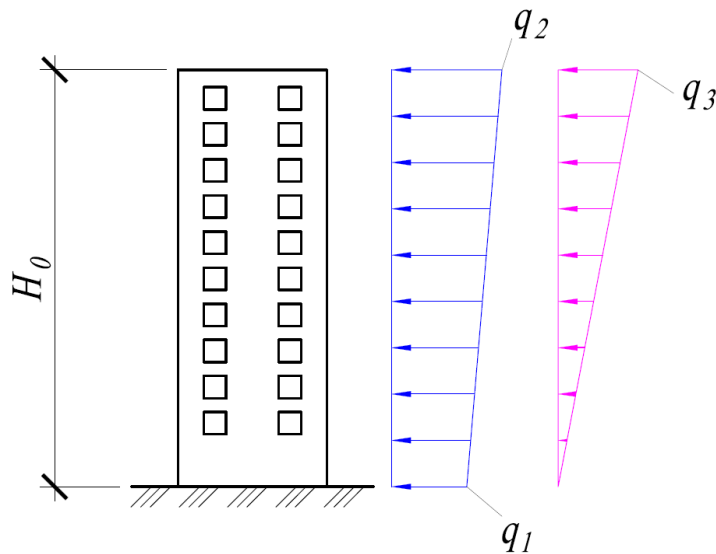


Рисунок 3 Схема приложения ветровой нагрузки

Ветровая нагрузка действует на фасад здания (в осях «1-11») шириной 64,8 м.

Соединение диафрагм жесткости с колоннами и колонн с фундаментами принято жестким. Конечная сетка элементов плиты принята 0,4x0,4 м.

Общий вид получившейся схемы здания в программе «SCAD» представлен на рис. 4, а схема типового этажа на рис. 5.

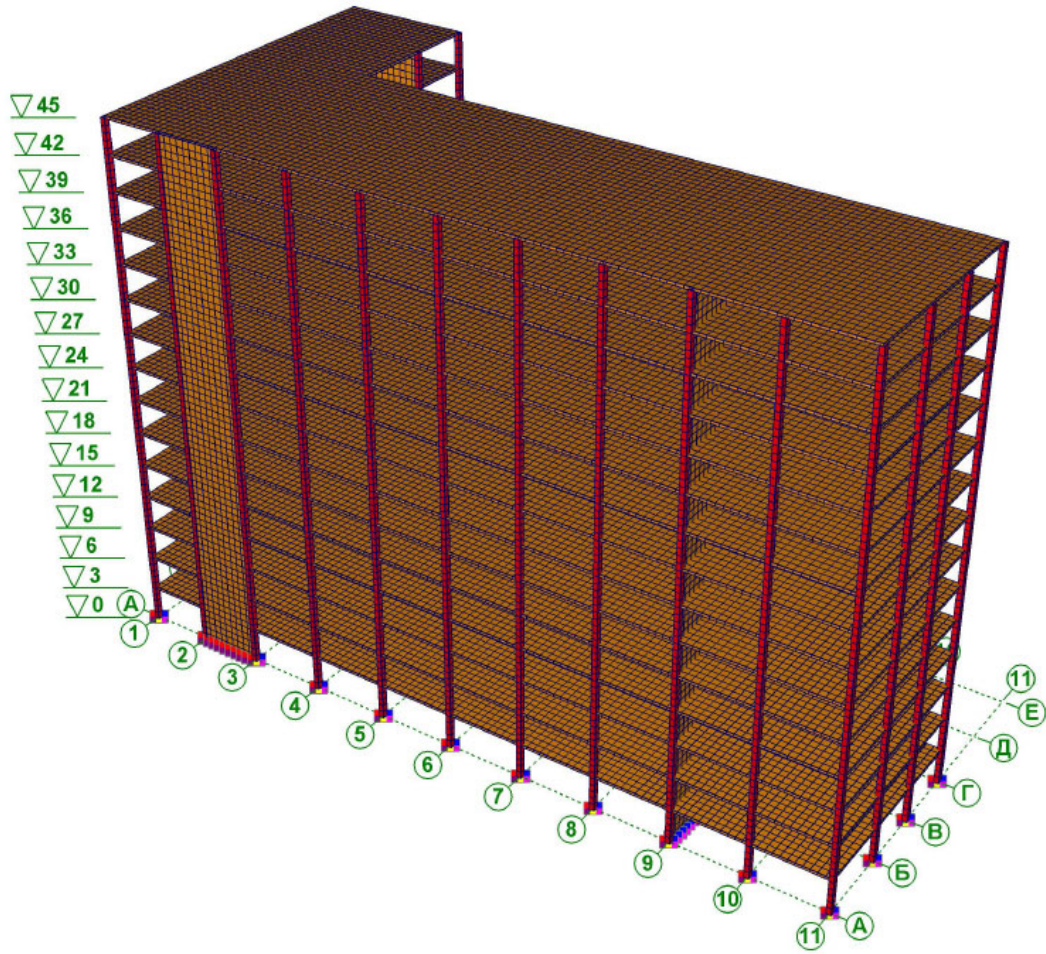


Рисунок 4 – Общий вид расчетной схемы

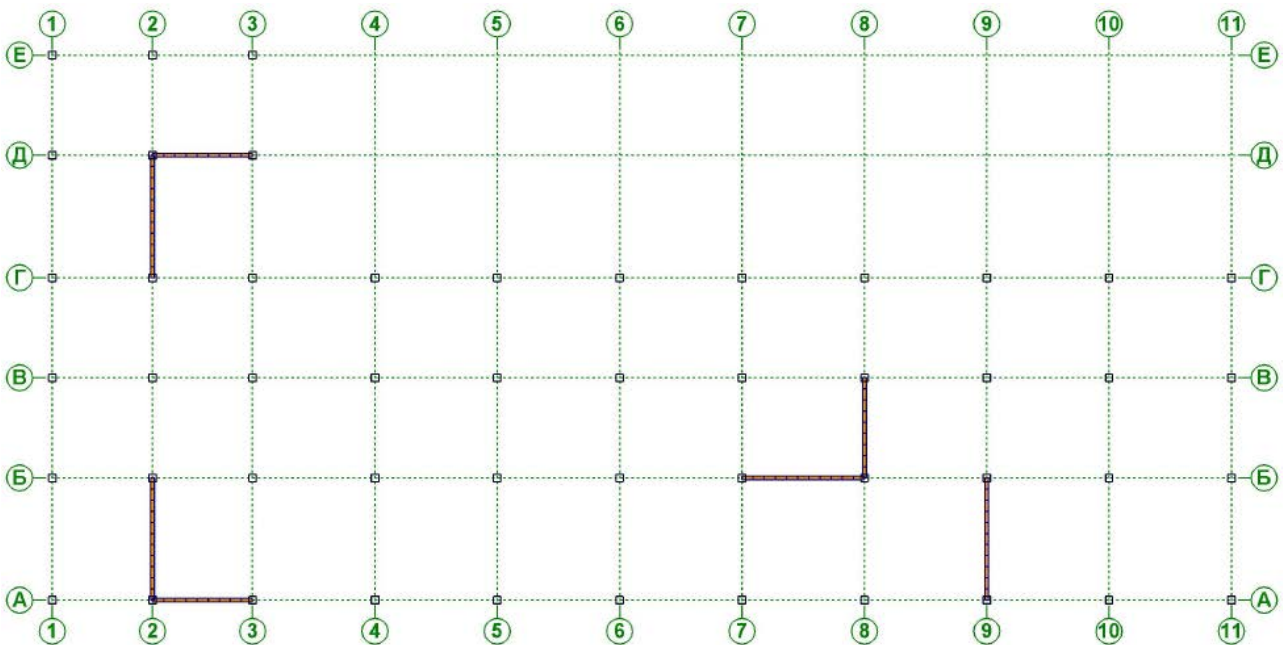


Рисунок 5 – План этажа в программе «SCAD»

В расчетной программе «SCAD» были вычислены максимальные величины перемещений оголовка колонны на отметке +45,000 (на пересечении осей Г и 11 – в той же точке, что и в [1] – см. рис. 6).

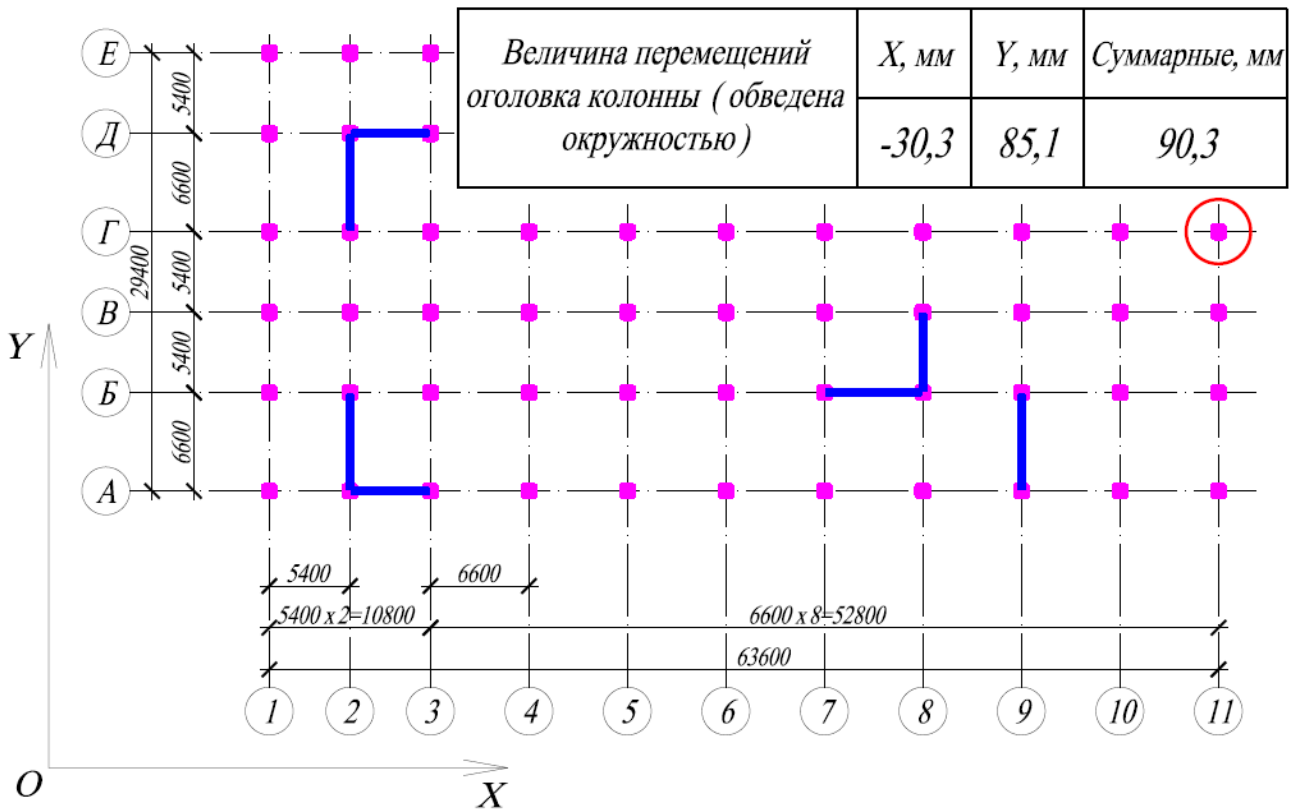


Рисунок 6 – Схема плана с указанием максимальных величин деформаций, определенных методом конечных элементов

Полученные результаты определения горизонтальных деформаций методом конечных элементов и аналитическим расчетом по формулам сведены в таблицу 1.

Таблица 1 – Значения максимальных горизонтальных перемещений оголовка колонны в/о «Г/11»

	Определено аналитическим способом [1]	Определено расчетом методом конечных элементов	Разница результатов
Значение перемещения по X, мм	-30,6	-30,3	0,98%
Значение перемещения по Y, мм	80,4	85,1	5,52%
Значение суммарного перемещения, мм	86	90,3	4,95%

Как видно из графы «Разница результатов», разница в определении деформаций незначительна, и может быть отнесена к погрешности вычислений и задания исходных данных.

Чтобы показать влияние расположения расстановки диафрагм жесткости на плане здания, переместим Г-образную диафрагму жесткости с осей Б-В/7-8 на другие участки здания. При этом не будем менять ни её формы, ни размеров её сечения.

Получившиеся значения перемещений представлены на рис. 7 (вариант 1) и 8 (вариант 2). Как видно из этих рисунков, не меняя площадь и количество диафрагм жесткости в здании, можно получить кардинально различающиеся значения перемещений.

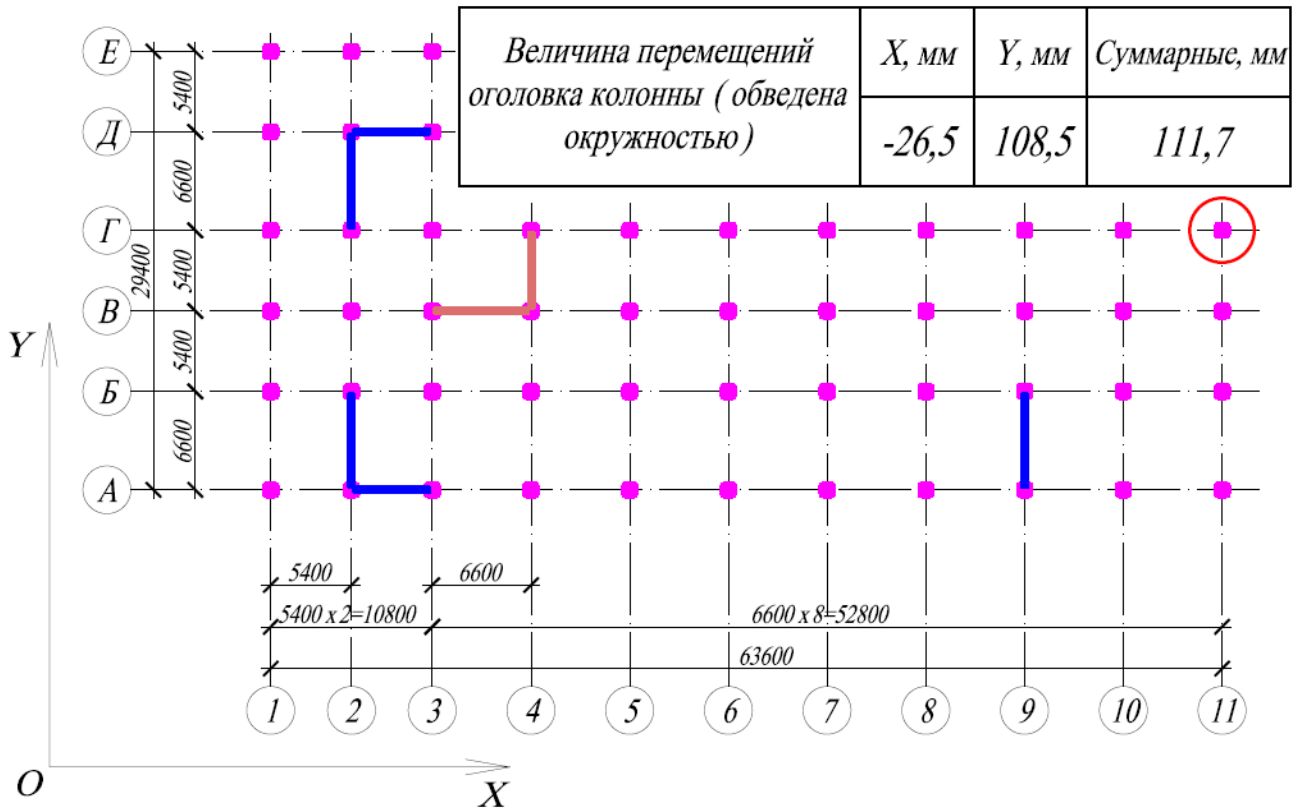


Рисунок 7 – Схема измененного плана, вариант 1 (Г-образная диафрагма перемещена в оси 3-4/Б-Г)

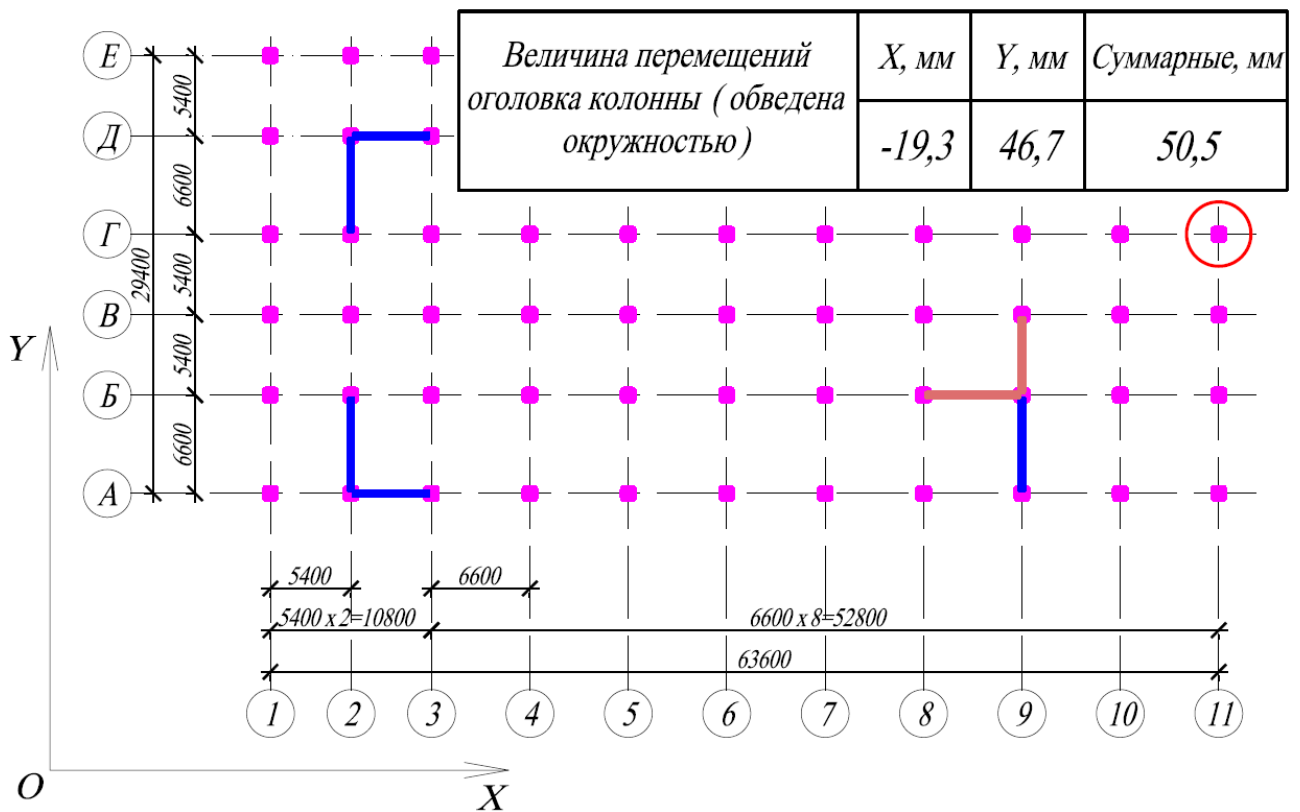


Рисунок 8 – Схема измененного плана, вариант 2 (Г-образная диафрагма перемещена в оси 8-9/Б-В)

Данные примеры показывают, что при оптимальном расположении диафрагм жесткости можно уменьшить их количество, не ухудшая деформативные свойства здания.

Обсуждение результатов

Анализ величин горизонтальных перемещений здания, по результатам аналитического и численного расчета методом конечных элементов близки. Подтверждает возможность применять оба метода для расчета деформаций здания. Расчет в конечно-элементных программах позволяет определить кроме деформаций здания ещё и значения напряжений в элементах конструкций, подобрать требуемое армирование. Однако на начальном этапе проектирования, когда схема здания многократно меняется, и перестроение схемы будет занимать продолжительное время, использование аналитического расчета по формулам может оказаться более быстрым. Перспективным видится также вывод аналитических зависимостей для определения минимально требуемой площади диафрагм жесткости. Ведь зная максимально допустимые деформации здания (приведены в таблице 2 из нормативного документа [8]) и зная объемно-планировочное решение здания (высота, количество этажей, конфигурация плана) можно определить минимально требуемую жесткость здания, а значит и момент инерции. Момент инерции же напрямую связан с геометрическими характеристиками диафрагм (расположение в плане, количество, площадь сечения).

Таблица 2 – Горизонтальные предельные перемещения каркасных зданий

Здания, стены и перегородки	Крепление стен и перегородок к каркасу здания	Предельные перемещения f_u
1. Многоэтажные здания	Любое	$h/500$
2. Один этаж многоэтажных зданий:	Податливое	$h_s/300$
а) стены и перегородки из кирпича, гипсобетона, железобетонных панелей	Жесткое	$h_s/500$
б) стены, облицованные естественным камнем, из керамических блоков, из стекла (витражи)	Жесткое	$h_s/700$

Также для относительно простых по форме зданий возможно выполнить табличные значения требуемого количества диафрагм жесткости, что ещё больше ускорит процесс оценки эскизного варианта схемы здания.

Заключение

Расчет деформаций здания, принимая статическую схему здания в виде консоли, показал схожие результаты с расчетом МКЭ. Это даёт возможность использовать формулы, приведенные в [1] для оценки правильности принятой схемы каркаса здания на стадии проработки вариантов, а также даёт возможность определить значения минимально требуемых размеров диафрагм жесткости, что будет показано в дальнейших работах.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ханджи В.В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом: монография. Москва: Изд-во Стройиздат, 1977. 187 с.



2. Дроздов П. Ф. Совместная работа ядер и диафрагм в несущей системе многоэтажного здания // Бетон и железобетон, 1974. №12. С. 32-34.
3. Дыховичный Ю. А. Конструирование и расчет жилых и общественных зданий повышенной этажности: монография. Москва: Изд-во Стройиздат, 1970. 248 с.
4. Ржаницын А. Р., Сухов Ю. Д. Учет совместного действия нагрузок на сооружения // Строительная механика и расчет сооружений, 1974. №4.
5. ТКП EN 1991-1-4-2009 с изменением №1. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия. Введен в действие 01.01.2010.
6. ТКП EN 1990-2011* с изменением №1. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. Введен в действие 01.07.2012.
7. СНиП 2.01.07-85 с изменением №1. Нагрузки и воздействия. Введен в действие 01.01.1987.
8. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения). Введен в действие 01.01.1989.

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

Гринёв Вадим Венедиктович

Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь, кандидат технических наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»,
E-mail: vgv2222@mail.ru.

Grinev Vadim Venediktovich

Belarusian National Technical University, Minsk, Belarus, Candidate of Technical Sciences, associate professor of department «Reinforced Concrete and Masonry Structures»,
E-mail: vgv2222@mail.ru.

Цингель Павел Алексеевич

Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь, магистр технических наук, инженер-конструктор ООО «Белтехнадзор»,
E-mail: Pawel_Z@tut.by.

Tsinhel Pavel Alekseevich

Belarusian National Technical University, Minsk, Belarus, master of engineering, design engineer of JSC Beltekhnadzor,
E-mail: Pawel_Z@tut.by.

Корреспондентский почтовый адрес и телефон для контактов с авторами статьи:
220013, Минск, ул. Якуба Коласа, д. 47, корп. 1, кв. 33. Республика Беларусь (BELARUS).

Цингель Павел
+375-29-348-72-58