



Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования  
«ТОМСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

---

Допустить к защите  
Заведующий кафедрой

\_\_\_\_\_ З.Р. Галяутдинов  
« 01 » \_\_\_\_\_ июня \_\_\_\_\_ 2020г.

Факультет \_\_\_\_\_ Строительный \_\_\_\_\_  
Кафедра \_\_\_\_\_ «Железобетонные и каменные конструкции» \_\_\_\_\_  
Направление подготовки \_\_\_\_\_ 08.04.01 «Строительство» \_\_\_\_\_

# ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА МАГИСТРА (МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ)

ТЕМА \_\_\_\_\_ Пространственная работа многоэтажного жилого здания  
\_\_\_\_\_ под воздействием пульсационной ветровой нагрузки \_\_\_\_\_

СТУДЕНТ \_\_\_\_\_ Туровский Сергей Валерьевич \_\_\_\_\_  
(фамилия, имя, отчество) (подпись)

Научный  
руководитель \_\_\_\_\_ Пахмурин Олег Равильевич \_\_\_\_\_  
(фамилия, имя, отчество) (подпись)

Консультант \_\_\_\_\_ Пахмурин Олег Равильевич \_\_\_\_\_  
(фамилия, имя, отчество) (подпись)

## АННОТАЦИЯ

В данной выпускной квалификационной работе (магистерской диссертации) рассмотрены несколько комплексных задач. Вопрос первой задачи связан с необходимостью обеспечения достаточной жесткости здания для его комфортной и безопасной эксплуатации. Вторая задача направлена на определение зависимостей между схемой расстановки жесткостных конструкций и пространственной работой сооружения. Третьей задачей является рассмотрение последствий передачи чрезмерных горизонтальных перемещений колонн на рядовые ячейки сооружения (заполнение внешнего ограждения и внутренних стен). Для решения поставленных задач выполнены статические и динамические расчеты, рассмотрены более десяти вариантов схем расстановки жесткостных конструкций, построены и проанализированы графики характеристик, отражающих пространственную работу многоэтажного жилого здания. Расчеты выполнялись в программно – вычислительном комплексе "ЛИРА-САПР". Численное исследование и моделирование работы сооружения происходило на примере существующего жилого многоэтажного здания с безригельным перекрытием, построенным по унифицированной системе «КУБ-2,5».

## Содержание

Введение.....	5
1. Краткая характеристика конструктивного решения здания семнадцатипятиэтажного жилого дома, выполненного по типовому проекту «КУБ 2,5» .....	9
2. Анализ технического состояния каркасного здания .....	15
2.1. Материалы строительных конструкций .....	16
3. Поверочные расчеты жесткости сооружения.....	17
3.1. Краткая характеристика методики расчета.....	19
3.2. Исходные данные расчётной схемы.....	23
3.3. Математическая модель .....	24
3.3. Определение нагрузок .....	27
3.3.1. Сбор нагрузок.....	28
3.3.2. Определение средних ветровых нагрузок посредством спутника «ВеСТ» .....	35
3.4. Сбор масс для динамики .....	39
3.5. Условное основание.....	40
3.4.1. Определение коэффициентов постели для расчётной схемы с податливым основанием .....	47
4. Результаты статического и динамического расчёта .....	51
4.1. Определение количество учитываемых форм колебания.....	52
4.2. Анализ усилий и перемещений .....	54
5. Динамическая комфортность.....	61
6. Оценка процентного вклада отдельных конструкций в суммарную работу на горизонтальную нагрузку.....	64
7. Обеспечение пространственной жесткости каркаса .....	70

7.1. Анализ влияния расстановки жесткостных конструкций на развитие горизонтальных перемещений сооружения .....	70
8. Определение воздействия инерционных сил на сооружения.....	105
8.1. Возникающие усилия в несущих колоннах .....	105
8.2. Возникающие усилия в ограждающих конструкциях .....	113
Основные выводы .....	119
Список использованной литературы.....	124
Приложение .....	130

## Введение

Динамика сооружений является важнейшим разделом строительной механики. Многолетний опыт проектирования и эксплуатации зданий показывает, что для обеспечения их эксплуатационной надежности недостаточно выполнения только расчетов условий прочности при статическом нагружении. В истории существует немало крупных катастроф и разрушений, произошедших из-за недоучета при проектировании динамических воздействий на сооружения или его частей.

В настоящее время сооружения все больше усложняются, их строительство производится в короткие сроки и достичь можно любой формы и этажности. Тенденция к уменьшению стоимости строительных материалов зачастую приводит к уменьшению жесткостных и прочностных характеристик сооружений [36]. Кроме традиционных строительных конструкций в строительную практику внедряются новые, еще не до конца изученные конструкции. По этим и другим причинам возрастает вероятность разрушения сооружений от колебаний. Вместе с тем, кроме обеспечения прочности и жесткости сооружений, к ним часто предъявляются требования по учету влияния колебаний на точные технологические процессы и на людей. Вследствие этого, расчеты зданий на колебания является актуальными и важными задачами. Колебание это одна из наиболее распространённых форм перемещений. Это движение вызывает дополнительные напряжения и деформации сооружений, оказывают вредное воздействие на людей и приводят к увеличению опасности их разрушения.

Усилия в элементах при колебаниях имеют знакопеременный характер, поэтому они вызывают усталость материала, из которого изготовлено здание. Это, в свою очередь, приводит к разрушению конструкций сооружения и, как следствие, к аварийным ситуациям. Изучение колебаний имеет важное практическое значение, так как позволяет избежать нежелательных последствий колебаний путем ограничения их уровня. Лишь на базе глубокого изучения различных видов колебаний можно установить оптимальные

пропорции элементов конструкций. Только на основе теории колебаний могут быть решены важные практические проблемы динамики сооружений.

Огромное значение для обеспечения общей устойчивости здания, уменьшения изгибающих моментов в отдельных конструкциях каркасных зданий играют жесткостные конструкции (Диафрагмы жесткости, связи, подкосы, и т.д.). Данные конструкции воспринимают часть вертикальных и основную часть горизонтальных нагрузок, действующих на здание, и передают их фундаментам. Они же обеспечивают общую устойчивость сооружения, а их жесткостные характеристики определяют значение деформаций здания в целом [32].

Размещение диафрагм жесткости и связей достаточно сложный процесс, целью которого является максимально выгодное сочетание функциональных особенностей объекта, его архитектурной выразительности, рационального расположения инженерных систем и чистоты конструктивной системы.

Впрочем, вопросы о размещении жесткостных конструкций в плане, и по высоте здания, и их влияние на деформативность каркаса в целом в пособиях и руководствах по проектированию конструкций зданий и сооружений, даны в минимальном объеме. 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.

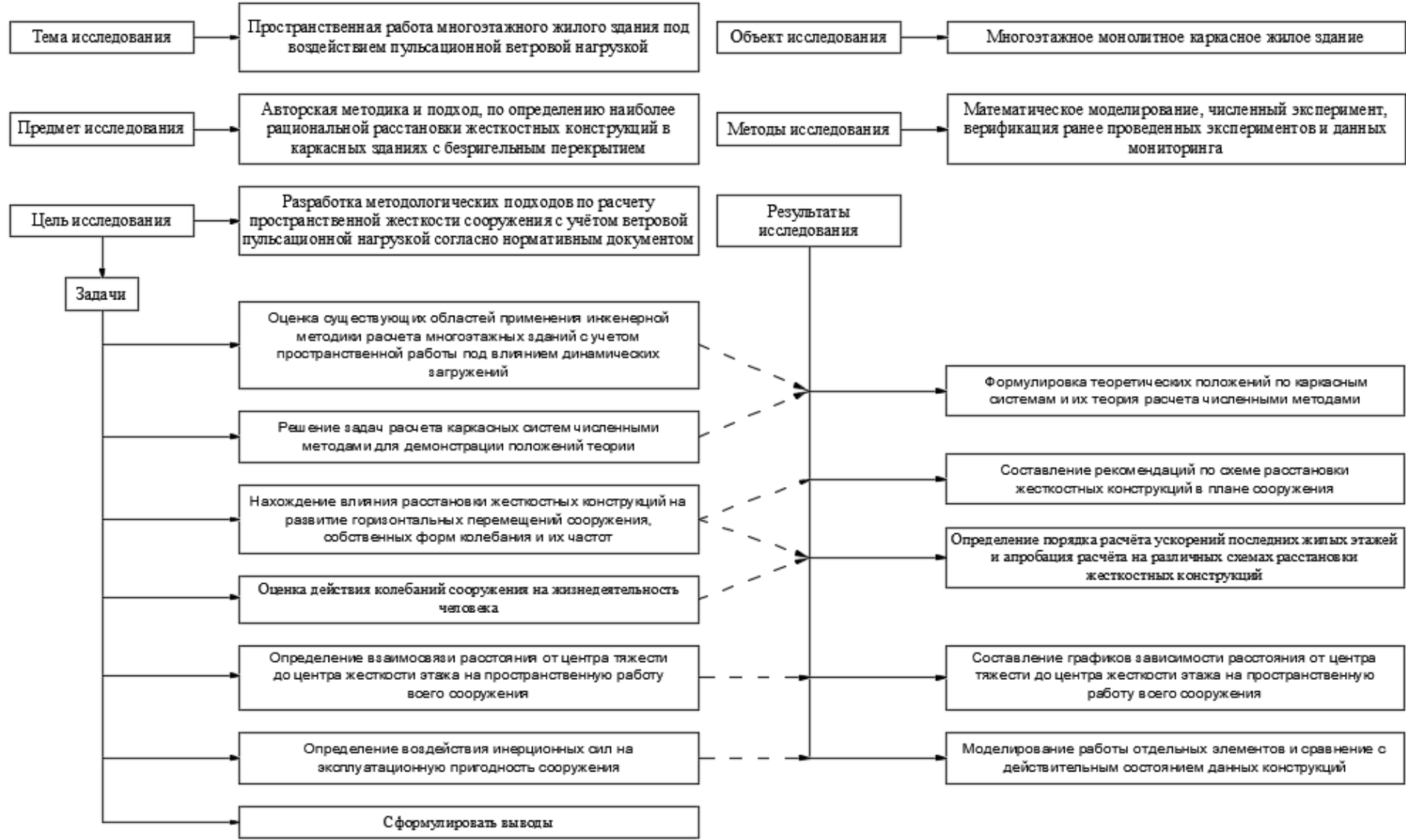
Так как перед строительной отраслью в настоящее время стоит задача сокращения материалоемкости и уменьшения стоимости возводимых зданий и сооружений, то определение мест наиболее эффективного расположения диафрагм в здании и достижение минимально достаточного их габаритов позволило бы существенно уменьшить стоимость и ускорить строительство объектов.

В настоящее время все меньше часов отводится на изучение влияния динамических воздействий на сооружение. В результате этого усложняется

задача ознакомления будущего специалиста с теоретическими основами, методами, алгоритмами и приемами расчета сооружений на колебания.

В настоящей работе рассмотрено исследование сооружения с учетом этих соображений.

## СТРУКТУРНО-ЛОГИЧЕСКАЯ СХЕМА ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОЙ РАБОТЫ





# **1. Краткая характеристика конструктивного решения здания семнадцатизэтажного жилого дома, выполненного по типовому проекту «КУБ 2,5»**

Жилой дом по пр. Шахтеров, 119 в г. Кемерово возведен в 2008 году и представляет собой семнадцатизэтажное сооружение, включая технический этаж. Здание прямоугольной в плане формы с габаритными размерами между модульными разбивочными осями 24,00×19,90 м. Отметка верха стен технического этажа плюс 55,37 м. Отметка верха стен шестнадцатого этажа плюс 52,35 м. Здание оборудовано подвалом. Отметка пола подвала – минус 2,75 м. Фундаменты свайные. Кровля плоская, рулонная, из двух слоев рулонного материала по цементно-песчаной стяжке. Водоотвод с покрытия организованный, внутренний.

Здание запроектировано и возведено на основе унифицированной системы сборно-монолитного безригельного каркаса, разработанного НПСО «Монолит» и ЦНИПИ «Монолит» и утвержденного Госстроем СССР в 1990 г. [9]. Каркас системы КУБ-2,5 предназначен для использования в жилых и общественных зданиях, а также во вспомогательных сооружениях промышленных предприятий с количеством этажей не более 15 включительно. Система предусматривает использование сборного железобетонного каркаса, сборно-монолитного железобетонного перекрытия и навесных (ненесущих) наружных стен.

Пространственная жёсткость и устойчивость каркаса, обеспечивается замоноличиванием стыков и применением системы связей. Передача горизонтальных усилий на элементы жесткости и колонны выполняется путём замоноличивания плит перекрытия с превращением их в жесткий диск в горизонтальной плоскости.

В нарушение требований унифицированной системы сборно-монолитного безригельного каркаса, разработанного НПСО «Монолит» и ЦНИПИ «Монолит» и утвержденного Госстроем СССР в 1990 г., рассматриваемое здание запроектировано и возведено семнадцатизэтажным.

Кроме того, каркас семнадцатого (технического) этажа выполнен в металлическом исполнении из прокатных стальных профилей, что существенно снизило жесткость рам на данном участке. Наружные стены возведены трехслойными.

Связи подвального этажа представляют собой сборные железобетонные диафрагмы жесткости толщиной 160 мм. На жилых этажах (с 1 по 16) связи представляют собой подкосы из сборных железобетонных элементов сечением 200×250 мм. На техническом (17) этаже в связи с заменой рамы на стальные, установлены крестовые металлические связи из спаренных равнополочных прокатных уголков.

Следует отметить, что традиционно при проектировании, конструировании многоэтажных каркасных зданий пространственная жесткость и устойчивость обеспечивается путем установки диафрагм жесткости между колоннами в обоих направлениях. Правильность и рациональность размещения диафрагм жесткости анализируется при выполнении расчетов пространственной схемы здания и увязывается с принятыми объемно-планировочными решениями. Диафрагмы как элемент обеспечения пространственной устойчивости и жесткости обладают значительно более высокими характеристиками сопротивления горизонтальным перемещениям в сравнении с элементом связи.

Согласно требованиям, СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий [12] п. 5.17, нерегулярную несущую конструктивную схему следует проектировать таким образом, чтобы центр масс и центр жесткости конструктивной системы располагались как можно ближе к месту нахождения равнодействующей вертикальной нагрузки. Вертикальная нагрузка создается собственным весом строительных конструкций и полезной нагрузкой, расположенной на перекрытия и массой снега, расположенного на покрытии здания. При выполнении анализа принятых конструктивных решений дома выявлено, что при фактически прямоугольной форме дома в плане, конструкция дома имеет одну ось симметрии, совпадающую с

координационной осью «5». В противоположном направлении (вдоль буквенных осей) здание ассиметрично. Геометрический центр и центр масс располагаются между осями «Г» и «Д», элементы жесткости, образующие центр жесткости в данном направлении (диафрагмы в подвальном этаже и связи на 1-16 (этажах) располагаются по оси «Г». Вследствие этого, при воздействии ветровых нагрузок (статических и пульсационных) в направлении буквенных осей происходит «закручивание» здания вокруг вертикальной оси по причине того, что геометрический центр, центр масс и центр жесткости в направлении буквенных осей не совпадают. В связи с этим, при действии горизонтальных ветровых нагрузок развиваются значительные по величине крутящие моменты, и соответствующие им деформации кручения, не предусмотренные унифицированной системой сборно-монолитного безригельного каркаса, разработанного НПСО «Монолит» и ЦНИПИ «Монолит» и утвержденного Госстроем СССР в 1990 г. [9].

Наружные стены здания являются ненесущими, трехслойными. Наружный облицовочный слой толщиной 120 мм выполнен из керамического кирпича на цементно-песчаном растворе, внутренний, толщиной 200 мм – из мелкогазобетонных блоков на цементно-песчаном растворе. Между этими слоями уложен утеплитель толщиной 200 мм из жестких минераловатных плит.

Свободная высота облицовочного слоя кладки в уровне верха здания без раскрепления по высоте составляет 4,43 м, что превышает предельно допустимую 3,6 м, полученную согласно требованиям, п. 9.17 СП 15.13330.2012 [7]. Следует также иметь в виду, что требования по устройству гибких связей разработаны в данном нормативном документе с учетом обеспечения пространственной жесткости сооружения от действия горизонтальных нагрузок.

Межквартирные перегородки также возведены трехслойными: два слоя толщиной по 100 мм из пенобетонных блоков на цементно-песчаном растворе с внутренним звукоизоляционным слоем толщиной 100 мм из жестких

минераловатных плит. Межкомнатные перегородки в основном возведены из пенобетонных блоков толщиной 100 и 200 мм и частично из гипсокартона.

Фундаменты запроектированы в виде монолитной железобетонной фундаментной плиты толщиной 0,5 м. Армирование колонн согласно проекту, выполнено четырьмя стержнями Ø22 А400. Армирование сборных железобетонных подкосов согласно проекту, выполнено четырьмя стержнями Ø20 А400. Проектная марка бетона несущих элементов М350 (В25).

Общий вид фасадов здания «КУБ-2,5» представлен на рисунках 1-2

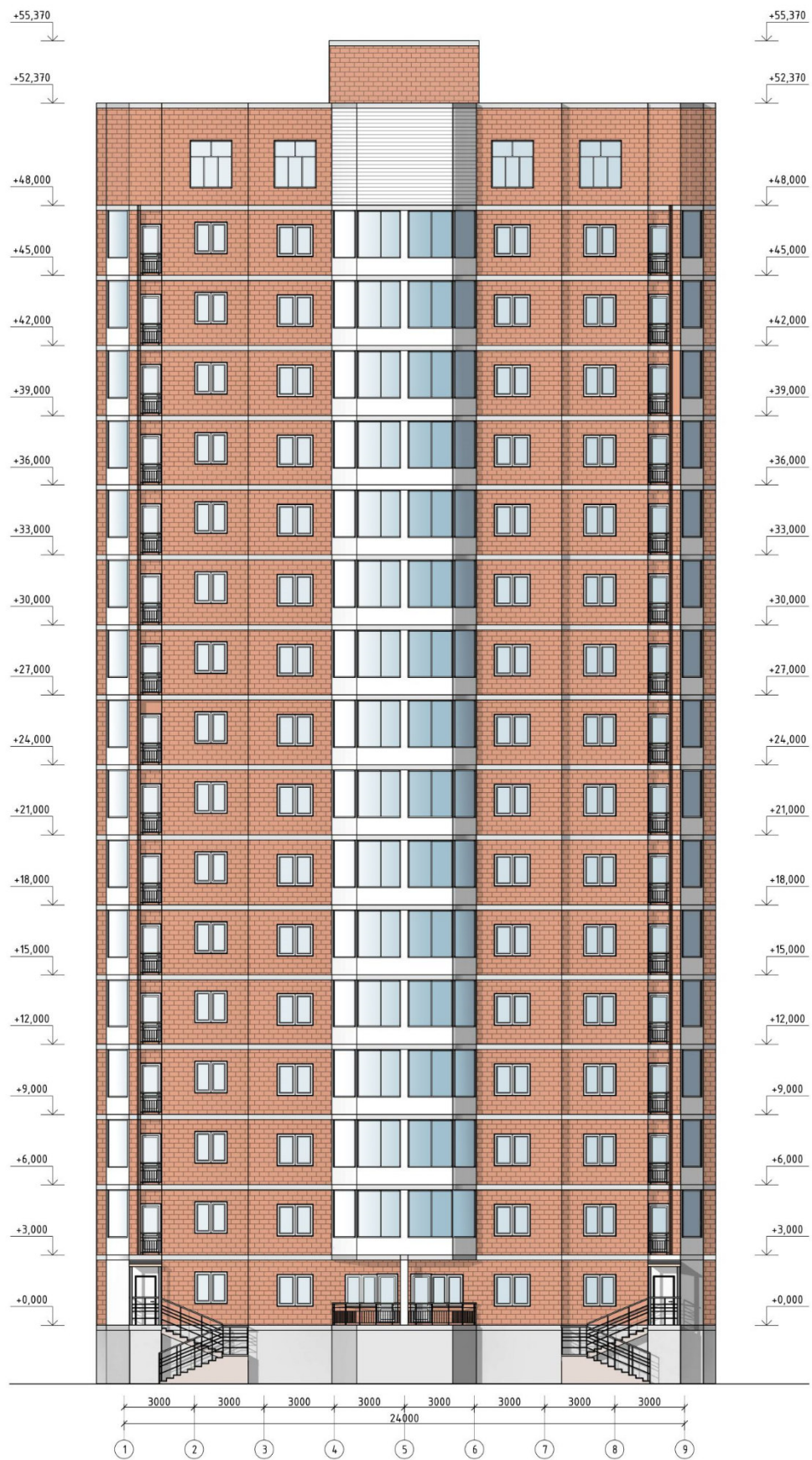


Рисунок 1 – Общий вид (фасад 1-9)

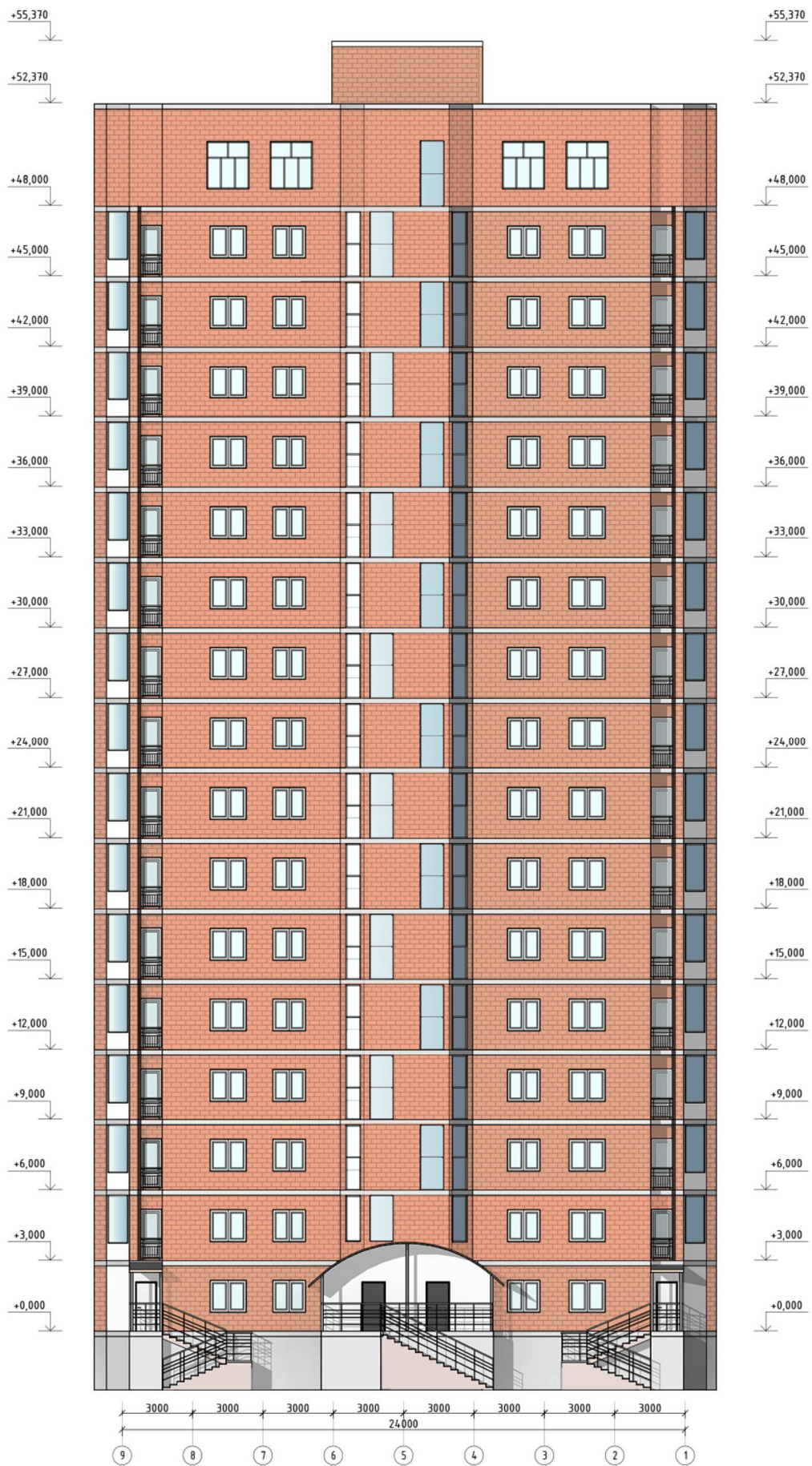


Рисунок 2 – Общий вид (фасад 1-9)

## **2. Анализ технического состояния каркасного здания**

В результате проведенного обследования, установлено, что при эксплуатации семнадцатизэтажного жилого дома образовались дефекты и повреждения, смещения и отступления от проектной документации.

Анализ представленной технической документации показал, что возведенное сборно-монолитное безригельное каркасное здание в целом соответствует принятым конструктивным решениям, за исключением следующих отступлений [28]:

а) Зазор между колоннами и перегородками не выполнен. Данное отступление является недопустимым;

б) В уровне покрытия по верху стен должен выполняться монолитный пояс замкнутого контура. Фактический монолитный пояс не выполнен;

в) Кладку из газобетонных блоков необходимо выполнять на клею, фактически кладка выполнена на цементно-песчаном растворе;

г) В нарушение требований унифицированной системы сборно-монолитного безригельного каркаса, разработанного НПСО «Монолит» и ЦНИПИ «Монолит» и утвержденного Госстроем СССР в 1990 г., здание запроектировано и возведено семнадцатизэтажным. Кроме того, каркас семнадцатого (технического) этажа выполнен в металлическом исполнении из прокатных стальных профилей, что существенно снизило жесткость рам на данном участке [28].

Здание в плане имеет множество выступов и переломов, таким образом в угловых зонах излома образуется значительная концентрация напряжений, особенно при реализации крутильных форм горизонтальных деформаций.

Конструкция облегченной (многослойной) кладки на гибких связях перегородок и наружного стенового ограждения выполненных из пенобетонных блоков на цементно-песчаном растворе (по проекту, на клею) является малоприспособленной для использования в данных условиях, так как данная конструкция имеет весьма малые значения допустимых относительных деформаций, является весьма деформативной, кроме того, в нормативно-

технических документах регламентирующих проектирование каменных конструкций, данные о прочностных характеристиках кладки, выполненной конкретно из вышеперечисленных материалов, отсутствуют.

## **2.1. Материалы строительных конструкций здания**

### **Железобетонные конструкции**

Определение прочности бетона конструкций проводилось прибором ударно-импульсного действия «ИПС-МГ4.03». Количество точек для каждого обследуемого элемента принято согласно требованиям [14]

На основании полученных данных прочность бетона:

- для сборных колонн каркаса, соответствует бетону класса В25 с расчётным сопротивлением сжатию  $R_b = 14,5$  МПа (148 кгс/см<sup>2</sup>);
- для сборных плит перекрытия, соответствует бетону класса В25 с расчётным сопротивлением сжатию  $R_b = 14,5$  МПа (148 кгс/см<sup>2</sup>);
- для сборных связей каркаса, соответствует бетону класса В25 с расчётным сопротивлением сжатию  $R_b = 14,5$  МПа (148 кгс/см<sup>2</sup>).

### **Кирпичная кладка**

Определение прочности кирпича и раствора кладки стенового ограждения здания проводилось прибором ударно-импульсного действия «Оникс-2.5». Количество точек для каждого обследуемого элемента принято согласно [14].

На основании полученных данных в стеновом ограждении применен кирпич М125 и раствор по прочности М75. Полученные марки кирпича и раствора выше проектных данных (Кирпич М100 на растворе М50).

Согласно [7] при таких характеристиках кирпича и раствора расчётное сопротивление кладки:

- сжатию составляет  $R = 1,9$  МПа (19 кгс/см<sup>2</sup>);
- растяжению при изгибе составляет  $R_{tb} = 0,27$  МПа (2,75 кгс/см<sup>2</sup>);
- срезу по непривязанному сечению (касательное сцепление) составляет  $R_{sq} = 0,72$  МПа (7,5 кгс/см<sup>2</sup>).



## **Стальные конструкции**

Согласно проектным данным стальные элементы технического этажа здания выполнены из стали С255 с расчётным сопротивлением  $R_y = 240$  МПа (2450 кгс/см<sup>2</sup>). Следует отметить, что документы о качестве стальных конструкций технического этажа не представлены.

В случае, когда идентифицировать сталь по результатам испытания не удалось, расчётное сопротивление проката принимается не более  $R_y = 210$  МПа [16].

### **3. Поверочные расчеты жесткости сооружения**

При определении нагрузок учтены требования СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85\*» [8]. Уровень ответственности здания, в соответствии с федеральным законом от 30 декабря 2009 г. №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» – нормальный [1] ( $\gamma_n = 1,0$ ). Расчет пространственной системы производился на статические и динамические нагрузки с выбором расчетных сочетаний усилий (нагрузок) в соответствии со СП 20.13330.2016 [8], СП 63.13330.2012[11].

Расчет произведен с применением программно-вычислительного комплекса «ЛИРА-САПР». В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях.

Расчет выполнен на следующие загрузки:

- Собственный вес;
- Вес наружной кирпичной стены;
- Вес кирпичного ограждения и парапетов;
- Постоянные на перекрытия;
- Снеговые нагрузки;
- Полезные  $K=1,3$ ;
- Полезные  $K=1,2$ ;
- Статический ветер вдоль цифровых осей;

- Статический ветер вдоль буквенных осей;
- Пульсация ветра вдоль цифровых осей;
- Пульсация ветра вдоль буквенных осей;

В расчете учитывалось заданное количество форм собственных колебаний, в зависимости от необходимого учёта их количества.

В результате выполненного расчета несущей конструктивной системы вычислены значения горизонтальных перемещений конструктивной системы, а также для сооружений повышенной этажности — ускорения колебаний перекрытия верхних этажей. Значения указанных перемещений и ускорения колебаний должны не превышать допустимые величины, установленные соответствующими нормативными документами [8]. Вычисление горизонтальных перемещений конструктивной системы производилось от действия расчетных (для предельных состояний второй группы\*) постоянных, длительных и кратковременных вертикальных и горизонтальных нагрузок. Так как, горизонтальные деформации сооружения зависят от жесткостных характеристик отдельных конструкций, необходимо учитывать понижающие коэффициенты для жесткостных характеристик.

Для этого необходимо ввести пониженный коэффициент начального модуля упругости бетона, при этом необходимо учитывать длительность действия нагрузки. Рекомендуется принимать следующие коэффициенты. Для несущих вертикальных конструкций – 0,6, для плит перекрытий – 0,2 (при наличии трещин) 0,3 при отсутствии трещин [12].

Согласно СП 52-103-2007 п. 5.14 [12], в колонных стыки пространственных рам-этажерок считаются жесткими при наличии капителей в плитах или вутах в главных балках. Стыки колонн с безригельной плитой являются условно жесткими в неразрывных местах отпавочных элементах колонн. После образования в стыках колонн наклонных трещин, их податливость еще более возрастает. Податливость стыков учитывают введением коэффициентов, понижающих изгибную жесткость элементов.

Ускорения колебаний перекрытий верхних этажей здания необходимо определять при воздействии пульсационной составляющей ветровой нагрузки [8].

Деформативные характеристики основания сооружения необходимо учитывать путем использования общеизвестных расчетных моделей основания, использования различных типов конечных элементов или краевых условий с известной податливостью. На первой стадии расчета сооружения допускается деформативность основания учитывать с помощью коэффициента постели, вычисляемого по усредненным характеристикам грунтов основания [39].

### **3.1. Краткая характеристика методики расчета**

В основу расчета положен метод конечных элементов с использованием в качестве основных неизвестных перемещений и поворотов узлов расчетной схемы. В связи с этим идеализация конструкции выполнена в форме, приспособленной к использованию этого метода, а именно: система представлена в виде набора тел стандартного типа (пластин, оболочек и т.д.), называемых конечными элементами и присоединенных к узлам [7,8].

Тип конечного элемента определяется его правилами, определяющими зависимость между перемещениями узлов конечного элемента и узлов системы, геометрической формой, набором параметров (жесткостей), входящих в описание этого закона, физическим законом, определяющим зависимости между внутренними усилиями и внутренними деформациями и др.

Нахождение узла в пространстве, при деформациях схемы, определяется координатами центра и углами поворота трех осей, жестко связанных с узлом. Узел представляет собой объект, обладающий шестью степенями свободы - тремя линейными перемещениями и тремя углами поворота [7,8].

Все узлы и элементы расчетной схемы нумеруются. Номера, присвоенные им, необходимо трактовать исключительно, как имена, которые позволяют делать необходимые ссылки. Основная система метода

перемещений выполняется путем наложения в каждом узле всех связей, запрещающих какие-либо узловые перемещения. Условия равенства нулю усилий в этих связях представляют собой разрешающие уравнения равновесия, а смещения указанных связей - основные неизвестные метода перемещений [7,8].

В общем случае в пространственных системах, в узле могут присутствовать все шесть перемещений:

- 1) линейное перемещение вдоль оси X;
- 2) линейное перемещение вдоль оси Y;
- 3) линейное перемещение вдоль оси Z;
- 4) угол поворота с вектором вдоль оси X (поворот вокруг оси X);
- 5) угол поворота с вектором вдоль оси Y (поворот вокруг оси Y);
- 6) угол поворота с вектором вдоль оси Z (поворот вокруг оси Z).

Нумерация перемещений в узле (степеней свободы), представленная выше, используется далее всюду без специальных оговорок, а также используются соответственно обозначения X, Y, Z, UX, UY и UZ для обозначения величин соответствующих линейных перемещений и углов поворота.

В соответствии с идеологией метода конечных элементов, истинная форма поля перемещений внутри элемента приближенно описана различными упрощенными зависимостями. При этом погрешность в определении напряжений и деформаций имеет порядок  $(h/L)^k$ , где  $h$  – максимальный шаг сетки;  $L$  – характерный размер области. Скорость уменьшения ошибки приближенного результата (скорость сходимости) отражаются показателем степени  $k$ , который имеет отличное значение для перемещений и различных компонент внутренних напряжений (усилий).

*Описание расчетной схемы.* Для ввода данных о расчетной схеме могут быть применены различные системы координат, которые в дальнейшем преобразуются в декартовы. В дальнейшем для описания расчетной схемы используются следующие декартовы системы координат: - глобальная

правосторонняя система координат (XYZ), связанная с расчетной схемой; - локальные правосторонние системы координат, связанные с каждым конечным элементом.

*Тип схемы.* Расчетная схема выполнена как система с признаком схемы 5. Это значит, что рассматривается система общего вида, перемещения которой и её основные неизвестные представлены линейными перемещениями узловых элементов вдоль осей X, Y, Z и поворотами относительно вокруг этих осей [29]. Выбранный режим статического расчета: - статический расчет системы выполнен в линейной постановке.

*Набор исходных данных.* Детальное описание расчетной схемы содержится в документе "Исходные данные", хранится в электронном виде, где представлены сведения о расчетной схеме, содержащие координаты всех узлов, характеристики всех конечных элементов, условия примыкания конечных элементов к узлам и др.

*Граничные условия.* Возможные перемещения узлов конечно-элементной расчетной схемы ограничены внешними связями, запрещающими некоторые из этих перемещений.

*Условия примыкания элементов к узлам.* Точки примыкания конечного элемента к узлам (концевые сечения элементов) имеют одинаковые перемещения с указанными узлами.

*Характеристики использованных типов конечных элементов.* В расчетную схему включены следующие типы конечных элементов. Стержневые конечные элементы, для которых предусмотрена работа по общепринятым правилам сопротивления материалов. Определение их напряженного состояния зависит от местной системой координат, у которой ось X1 ориентирована вдоль стержня, а оси Y1 и Z1 — вдоль главных осей инерции поперечного сечения стержня. К стержневым конечным элементам данной расчетной схемы относятся следующие типы конечных элементов: - элемент типа 5, который работает в пространственной схеме и воспринимает

продольную силу  $N$ , изгибающие моменты  $M_y$  и  $M_z$ , поперечные силы  $Q_z$  и  $Q_y$ , а также крутящий момент  $M_k$  [29].

*Правило знаков для перемещений.* Правило знаков для перемещений принято таким, что линейные перемещения положительны, если они направлены в сторону возрастания соответствующей координаты, а углы поворота положительны, если они соответствуют правилу правого винта (при взгляде от конца соответствующей оси к ее началу движение происходит против часовой стрелки) [8]. Расчет произведен с применением программно-вычислительного комплекса «ЛИРА-САПР». В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях. Расчет выполнен на следующие загрузки: – собственный вес железобетонного каркаса – вес ограждающих стен – вес конструкции кровли и полов – снеговая нагрузка – полезная нагрузка на перекрытия – статическая ветровая нагрузка в направлении цифровых и буквенных осей – пульсационная ветровая нагрузка в направлении цифровых и буквенных осей Жесткостные характеристики элементов каркаса приняты с учетом требований СП 52-103-2007 [12], СП 63.13330.2012 [11]. В результате расчета получены и проанализированы горизонтальные перемещения элементов каркаса здания, ускорения верхних этажей.

### 3.2. Исходные данные расчётной схемы

Расчётная схема представляет собой пространственную систему состоящую из конечных элементов типа:

- 10- универсальный пространственный стержневой КЭ;
- 42- универсальный треугольный КЭ оболочки;
- 44- универсальный четырёхугольный КЭ оболочки;
- 56- одноузловой КЭ упругих связей.

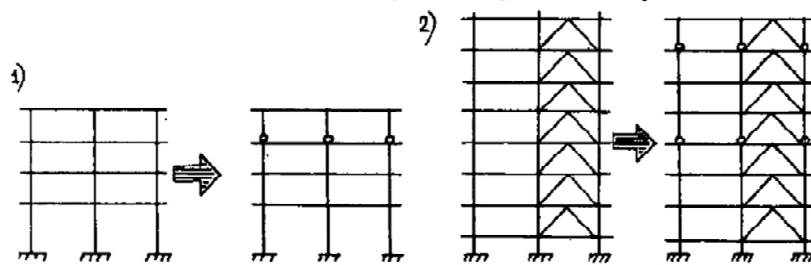
Расчётная схема представляет собой пространственный каркас на упругом основании.

Конструкция стыков колонн предполагает в большинстве случаев исключение сварки арматуры (при отсутствии растягивающих усилий в стыке), (указано в п. 1.5 общей части выпуска 1-1: «Основные положения по расчету, монтажу и компоновке зданий»). Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса. Куб-2.5) [9].

6.10. При расчете рамно-связевых систем допускаются усилия от горизонтальных нагрузок полностью передавать на элементы жесткости (диафрагмы или связи). В этом случае рамные поперечники рассчитываются только на вертикальные нагрузки.

6.11. Несущая способность на сжатие стыка колонн сечением 400x400 по бетону с учетом работы бетона замоноличивания в "обойме" составляет 450т. При возникновении растягивающих усилий в арматуре колонны (случай больших эксцентриситетов, когда продольная сила выходит за пределы ядра сечения колонны) возможны следующие варианты решения:

- а) сварка выпусков продольной арматуры колонн;
- б) в расчетную схему поперечника в стыках колонн вводится шарниры и производится повторное определение усилий в поперечнике:



6.12. При возникновении в стыках связевых колонн растягивающих усилий или сжимающих усилий, превышающих 450т, производится сварка выпусков продольной арматуры стыкуемых колонн (см. выпуск 3-1).

КУБ -2.5-0П1-1-00.000 ТО

лист  
26

Рисунок 3 – Выдержка из унифицированной системы КУБ-2,5

В соответствии с требованиями нормативных документа СП 63.1333.2012 [11], соединения арматуры могут быть сварными, механическими (с использованием муфт) или внахлестку без сварки. Соответственно соединение продольной арматуры колонн в стыке является соединением внахлестку без сварки. Ввиду того, что длина перепуска не соответствует требованиям п. 10.3.30 СП 63.1333.2012 [11], данный стык не корректно принимать жестким. Так же при изучении проектной документации не обнаружены данные по сварке закладных деталей колонн, т.к. универсальная система КУБ-2,5 предусматривает стыковать колонны без сварки выпусков. Соответственно при выполнении расчетов пространственной схемы здания в местах стыка колонн по высоте введены шарниры в местах стыковки отправочных элементов колонн, на каждом втором этаже см рис. 2.

Расчет пространственной системы производился на статические и динамические нагрузки с выбором расчетных сочетаний усилий (нагрузок) в соответствии со СП 20.13330.2016 [8], СП 63.13330.2012 [11].

### **3.3. Математическая модель**

Расчет произведен с применением программно-вычислительного комплекса «ЛИРА-САПР». В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях.

Жесткостные характеристики элементов каркаса приняты с учетом требований СП 52-103-2007 [12], СП 63.13330.2012 [11].

Общий вид расчётной схемы представлен на рисунках 4-9.



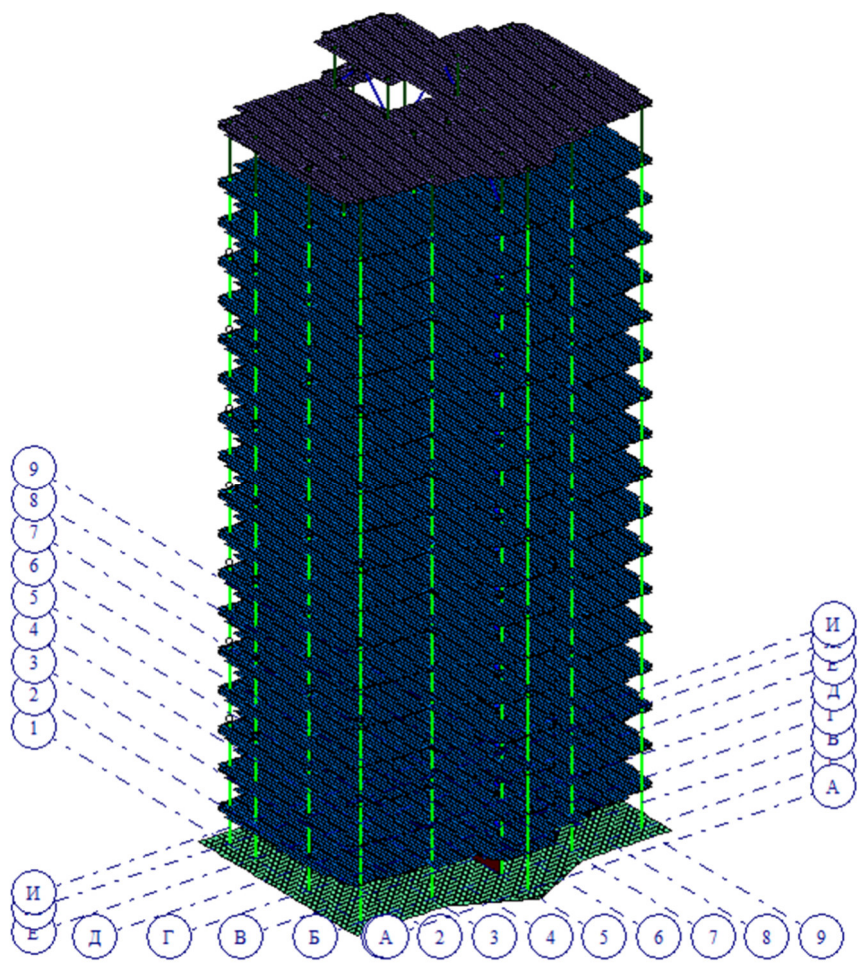


Рисунок 4 – Общий вид расчётной схемы

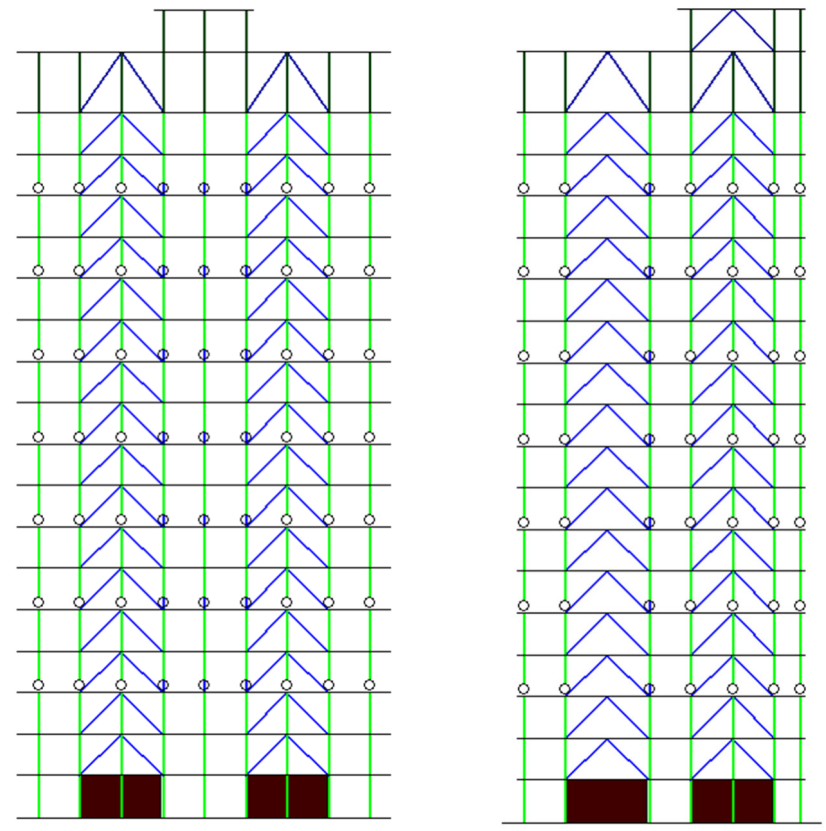


Рисунок 5 – Фасады «1-9» и «АИ»

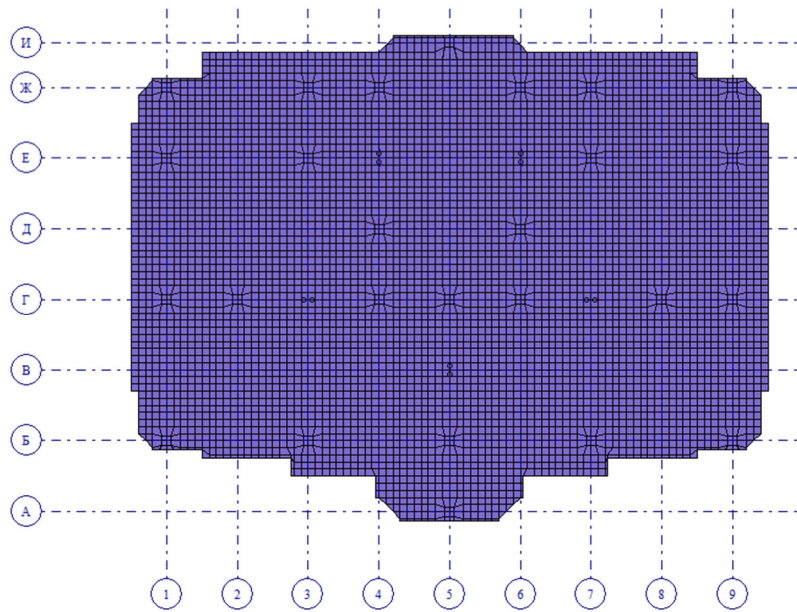


Рисунок 6 – Вид в плане

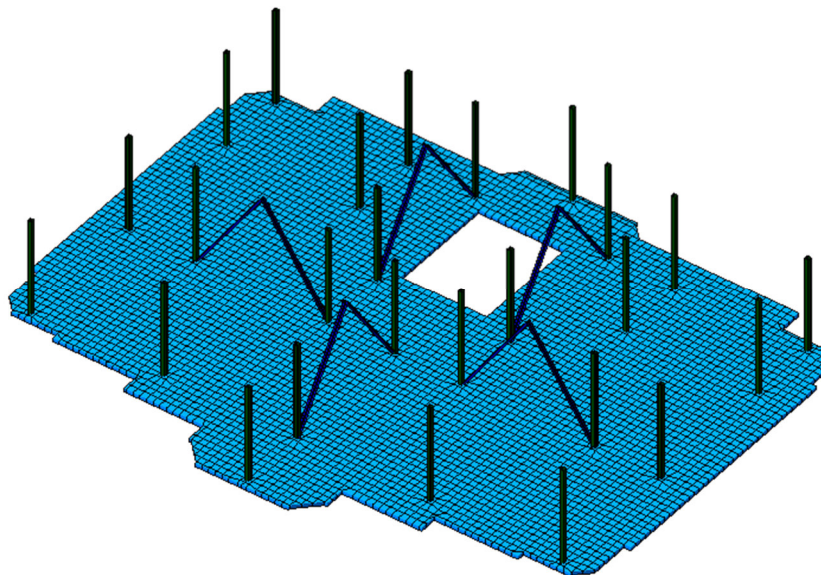


Рисунок 7 – Схема технического этажа

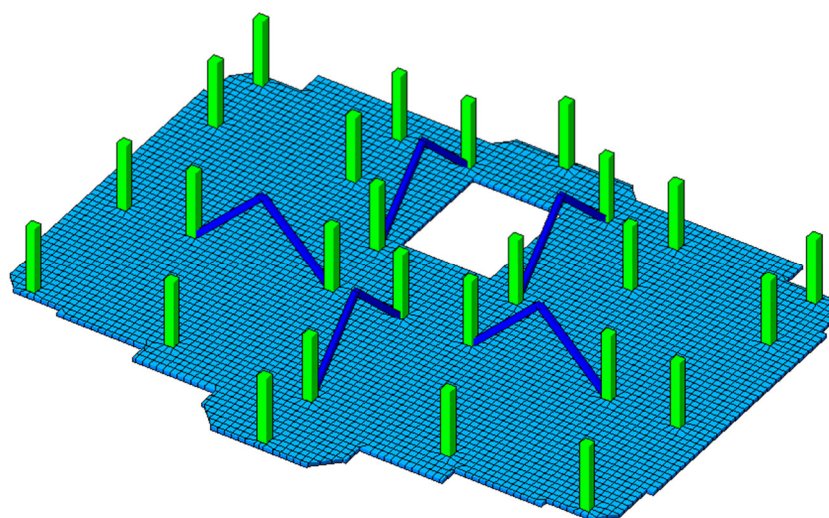


Рисунок 8 – Схема типового этажа

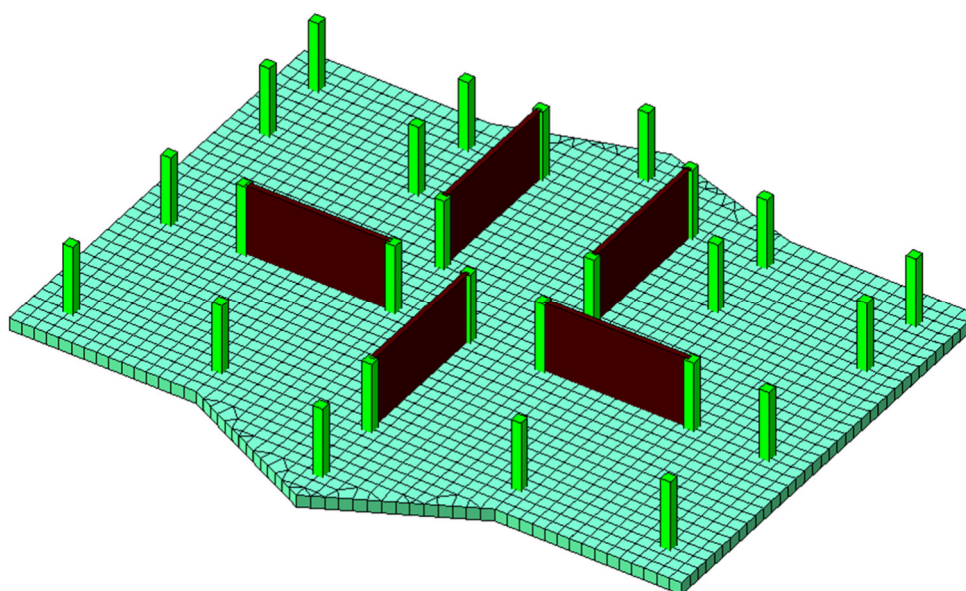


Рисунок 9 – Схема подвального этажа

### 3.3. Определение нагрузок

Для выполнения поверочных статических и динамических расчетов существующего безригельного многоэтажного каркасного жилого дома произведен сбор постоянных (от собственного веса несущих и ограждающих конструкций, перегородок, веса полов на междуэтажных перекрытиях, веса кровли) и временных (ветровых и снеговых) нагрузок. Нагрузки от веса кровли, полов, наружных стен, перегородок были определены по проектной документации. Определение нагрузок выполнено в соответствии с современными нормами документами и требованиями [4]. При определении нагрузок принят коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1,0$  [14]

(для зданий класса КС-2, согласно Федеральному закону №384-ФЗ и ГОСТ 27751-2014 [1]).

Собственные частоты допускается определять при действии нормативных значений нагрузок (постоянных, длительных, кратковременных), учитываемых для рассматриваемой расчетной ситуации [8].

### 3.3.1. Сбор нагрузок

Величины постоянных нагрузок от веса материалов и конструкций, а также некоторые временные нагрузки приведены в таблице 1.

Таблица 1

Наименование элемента	Классификация нагрузок	№ п/п	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчётная нагрузка кН/м <sup>2</sup>
Покрытие	Постоянная	1	2 слоя «Унифлекс»	0,1	1,3	0,13
		2	Стяжка из цементно-песчаного раствора $t = 40$ мм	0,072	1,3	0,09
		3	Разуклонка керамзит $t_{ср} = 130$ мм; $\gamma = 5$ кН/м <sup>3</sup>	0,65	1,3	0,845
		4	Минераловатные плиты «Rockwool Руф Баттс» $t = 220$ мм; $\gamma = 1,8$ кН/м <sup>3</sup>	0,4	1,2	0,48
		5	Армированная керамзитобетонная плита $t = 125$ мм; $\gamma = 8,0$ кН/м <sup>3</sup>	1,0	1,1	1,1
		6	Профилированный оцинкованный лист Н75-750-0,8	0,11	1,05	0,12
	Временная	7	Полезная нагрузка на кровлю	0,5	1,2	0,6
		8	Снеговая нагрузка	2,0	1,4	2,8

Наименование элемента	Классификация нагрузок	№ п/п	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчётная нагрузка кН/м <sup>2</sup>
			(коэффициент длительности 0,7)			
Перекрытие технического этажа	Постоянная	9	Цементно-песчаная стяжка $t = 30$ мм; $\gamma = 18,0$ кН/м <sup>3</sup>	0,54	1,3	0,7
		10	Минераловатные плиты $t = 50$ мм; $\gamma = 1,8$ кН/м <sup>3</sup>	0,09	1,2	0,11
		11	Сплошная сборная железобетонная плита $t = 160$ мм;	4,0	1,1	4,4
			Итого:	4,63		5,21
	Временная	12	Полезная нагрузка на перекрытие	0,7	1,2	0,84
Перекрытия 1÷16 этажей	Постоянная	13	Конструкции полов	0,58	1,3	0,75
		14	Сплошная сборная железобетонная плита $t = 160$ мм;	4,0	1,1	4,4
			Итого:	4,58		5,15
	Временная	15	Полезная нагрузка на перекрытие	1,5	1,2	1,8
Перегородки	Постоянная	16	Кирпичные $t = 120$ мм;	2,2 (кН/м)	1,1	2,42 (кН/м)
		17	Кирпичные $t = 250$ мм;	4,5 (кН/м)	1,1	4,95 (кН/м)
		18	ГКЛ $t = 100$ мм;	0,2 (кН/м)	1,3	0,26 (кН/м)
		19	Трехслойные пенобетон $t = 200$ мм; Минераловатный утеплитель $t = 100$ мм;	1,48 (кН/м)	1,2	1,776 (кН/м)
		20	Газобетонные $t = 200$ мм;	1,2 (кН/м)	1,2	1,44 (кН/м)
Стеновое ограждение	Постоянная	21	Пенобетонные блоки $t = 200$ мм; $\gamma = 6,5$ кН/м <sup>3</sup>	1,3 (кН/м)	1,1	1,43 (кН/м)

Наименование элемента	Классификация нагрузок	№ п/п	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчётная нагрузка кН/м <sup>2</sup>
		22	Минераловатный утеплитель $t = 200$ мм; $\gamma = 1,8$ кН/м <sup>3</sup>	0,36 (кН/м)	1,2	0,43 (кН/м)
		23	Кирпичная кладка $t = 120$ мм;	2,2 (кН/м)	1,1	2,42 (кН/м)
			Итого:	3,86 (кН/м)		4,28 (кН/м)

**Снеговая нагрузка.** Согласно [8] нормативное значение снеговой нагрузки определяется по формуле:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g;$$

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии [6, с 10.5-10.9];

$c_t$  – термический коэффициент, принимаемый в соответствии [6, с п. 10.10];

$\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии [6, с п. 10.4]; нормативное значение веса снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли, зависящий от района строительства и определяемый по [6, табл. 10.1]

Определим значение нормативной нагрузки на покрытие:  $S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,0 = 2,0$  кН/м<sup>2</sup>;

Зона повышенного снегоотложения в осях Г-И/1-4 (6-9), в зоне выхода на кровлю, рисунок 9.1. Определим величину поправочного коэффициента к величине снеговой нагрузки [6, прил. Г] в зоне снегового мешка на покрытие, превышение покрытия в осях Г-Д/6-7 над покрытие составляет 3,1 м:

$$\mu = 1 + \frac{1}{h} \cdot (m_1 \cdot l_1 + m_2 \cdot l_2) = 1 + \frac{1}{3,1} \cdot (0,4 \cdot 6 + 0,31 \cdot 9) = 2,67;$$

$$m_2 = 0,5 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{9}{21} \cdot 1 \cdot \left(1 - \frac{2}{35}\right)} = 0,31;$$

$$\frac{2 \cdot h}{S_0} = \frac{2 \cdot 3,1}{1,68} = 3,69 > \mu = 2,67.$$

Длина зоны повышенных снегоотложений при  $\mu < \frac{2 \cdot h}{S_0}$  определяется по формуле:

$$b = 2 \cdot h = 2 \cdot 3,1 = 6,2 \text{ м};$$

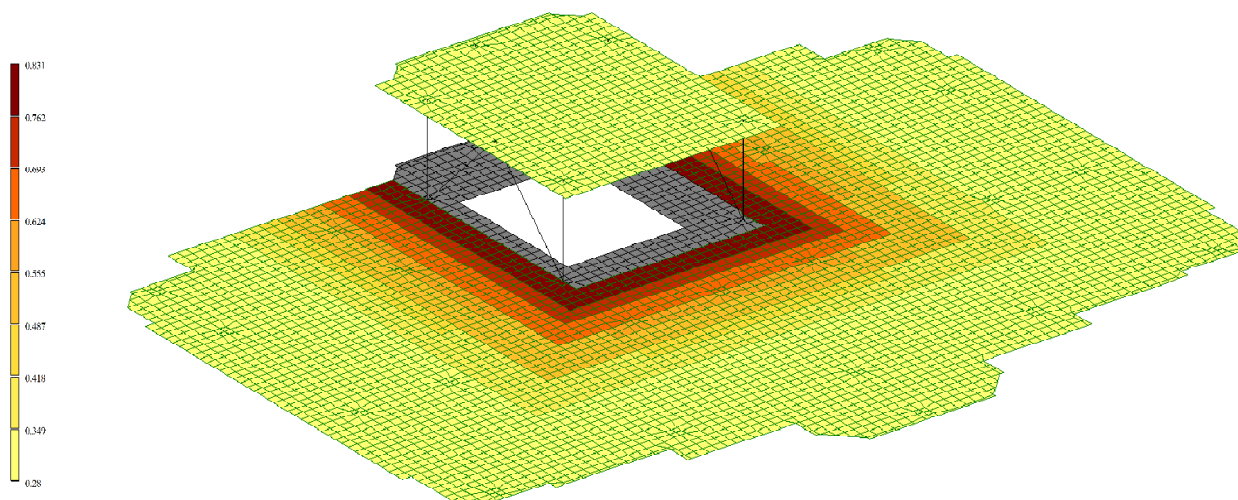


Рисунок 9.1 – Зона повышенного снегоотложения

**Ветровая нагрузка.** Для определения ветровых нагрузок выполним ручной расчёт в одном направлении для сравнения их с полученными далее значениями в сателлите «ВеСТ».

Кемерово находится в третьем ветровом районе. Полную ветровую нагрузку вычисляем по СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [8], раздел 11 «Воздействия ветра». Нормативное значение ветровой нагрузки  $w$  определяется как сумма средней  $w_m$  и пульсационной составляющей  $w_p$ :

$$w = w_m + w_p$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $w_m$  в зависимости от эквивалентной величины  $z_e$  над поверхностью земли определяется по формуле:

$$w_m = w_0 k(z_e) c;$$

,  $W_0$  – нормативное значение ветрового давления  $W_0$  принимается в зависимости от ветрового района по таблице 2.

Таблица 2

Ветровые районы (принимаются по карте 2 приложения Е)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
$w_0$ , кПа	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

где  $k(z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e = h$ , находим по таблице 3.

Таблица 3

Высота $z_e$ , м	Коэффициент $k$ для типов местности		
	A	B	C
≤ 5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2

$c$  – аэродинамический коэффициент, для подветренных, наветренных и различных участков боковых стен, рисунок 10.



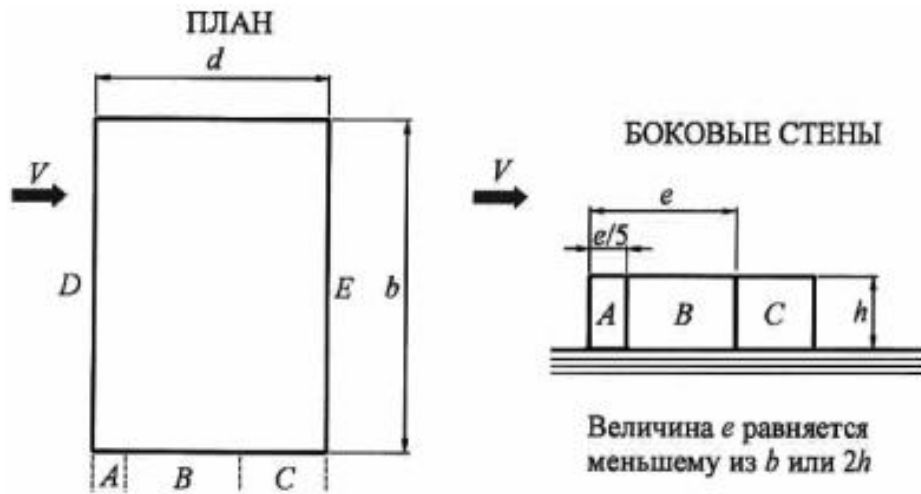


Рисунок 10 – Участки боковых стен

Таблица 4

Боковые стены			Наветренная стена	Подветренная стена
Участки				
А	В	С	Д	Е
-1,0	-0,8	-0,5	0,8	-0,5

Рассмотрим давление ветра в направлении осей «А-И»:

Величина  $e$  равняется  $b$ , отсюда  $e = 27,0$  м;

Размеры участков (зон):

$A = e/5 = 27/5 = 5,4$  м;  $B = e - A = 27 - 5,4 = 21,6$  м;  $D = 27,0$  м;  $E = 27,0$  м.

Наветренная сторона:

При  $z \geq h - d \rightarrow z_e = h = 55,37$  м;  $w_m = 0,38 \cdot 1,2537 \cdot 0,8 = 0,381$  кПа;

$d < z < h - d \rightarrow z_e = z = 27,68$  м;  $w_m = 0,38 \cdot 0,946 \cdot 0,8 = 0,287$  кПа;

$0 < z \leq d \rightarrow z_e = d = 12$  м.  $w_m = 0,38 \cdot 0,69 \cdot 0,8 = 0,21$  кПа.

Подветренная сторона:

При  $z \geq h - d \rightarrow z_e = h = 55,37$  м;  $w_m = -0,38 \cdot 1,2537 \cdot 0,5 = -0,238$  кПа;

$d < z < h - d \rightarrow z_e = z = 27,68$  м;  $w_m = -0,38 \cdot 0,946 \cdot 0,5 = -0,18$  кПа;

$0 < z \leq d \rightarrow z_e = d = 12$  м.  $w_m = -0,38 \cdot 0,69 \cdot 0,5 = -0,131$  кПа.

Боковая сторона А:

При  $z \geq h - d \rightarrow z_e = h = 55,37$  м;  $w_m = -0,38 \cdot 1,2537 \cdot 1,0 = -0,476$  кПа;

$d < z < h - d \rightarrow z_e = z = 27,68$  м;  $w_m = -0,38 \cdot 0,946 \cdot 1,0 = -0,359$  кПа;

$0 < z \leq d \rightarrow z_e = d = 12$  м.  $w_m = -0,38 \cdot 0,69 \cdot 1,0 = -0,262$  кПа.

Боковая сторона В:

При  $z \geq h - d \rightarrow z_e = h = 55,37$  м;  $w_m = -0,38 \cdot 1,2537 \cdot 0,8 = -0,381$  кПа;

$d < z < h - d \rightarrow z_e = z = 27,68$  м;  $w_m = -0,38 \cdot 0,946 \cdot 0,8 = -0,287$  кПа;

$0 < z \leq d \rightarrow z_e = d = 12$  м.  $w_m = -0,38 \cdot 0,69 \cdot 0,8 = -0,21$  кПа.

Боковая сторона С:

При  $z \geq h - d \rightarrow z_e = h = 55,37$  м;  $w_m = -0,38 \cdot 1,2537 \cdot 0,5 = -0,238$  кПа;

$d < z < h - d \rightarrow z_e = z = 27,68$  м;  $w_m = -0,38 \cdot 0,946 \cdot 0,5 = -0,18$  кПа;

$0 < z \leq d \rightarrow z_e = d = 12$  м.  $w_m = -0,38 \cdot 0,69 \cdot 0,5 = -0,131$  кПа.

Нормативное значение пульсационной составляющей нагрузки  $w_p$  рассчитано с помощью проектно-вычислительного комплекса «ЛИРА-САПР».

### **3.3.2. Определение средних ветровых нагрузок посредством сателлита «ВеСТ»**

Сателлит «ВеСТ» предназначен для выполнения расчетов связанных с определением нагрузок и воздействий на строительные конструкции в соответствии с рекомендациями СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия», СП 20.13330.2011 и ДБН Украины В.1.2-2:2006 «Нагрузки и воздействия» с учетом изменения № 1 от 1 октября 2007. В программе реализованы только наиболее часто встречающиеся случаи загрузки, а также те случаи, для которых выполнение требований нормативных документов связано с вполне сложной логикой и которые, как показывает опыт, чаще всего приводят к ошибкам.

Первая вкладка «Общие сведения» необходима для ввода информации о типе местности и ветровом районе местонахождения объекта расчета. В графу «Ветровой район» и поле «Нормативное значение ветрового давления» вводятся значения из диалогового окна «Местность». Так же, возможен и независимый выбор ветрового района из одноименного списка. Задание типов местности и сооружения выполняется с помощью одноименных списков.

Вычисление ветровых нагрузок было выполнено для семнадцатизэтажного жилого дома с габаритными размерами между модульными разбивочными осями 24,0x19,9 м с высотой этажа 3 м. Для этого были определены параметры – размеры прямоугольного плана здания, его высота.

- Ветровой район – III;
- Нормативное значение ветрового давления - 0,38 т/м<sup>2</sup>;
- Тип местности – В;

- Тип сооружения - Вертикальные и отклоняющиеся от вертикальных не более чем на 15° поверхности.

Рассмотрим ветер с наветренной стороны, рисунок 11.

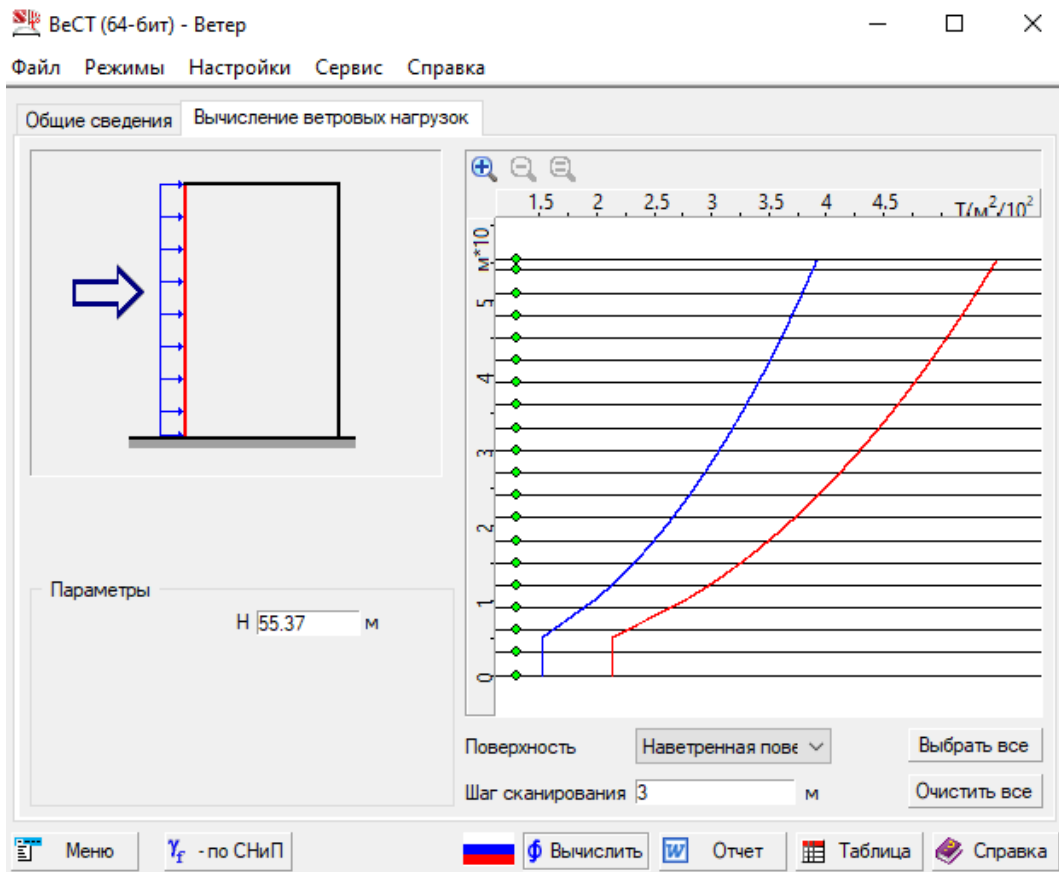


Рисунок 11 – График распределения ветровой нагрузки с наветренной стороны

Значения ветровой нагрузки с наветренной стороны таблица 5.

Таблица 5

Высота, м	Нормативное значение, т/м <sup>2</sup>	Расчётное значение, т/м <sup>2</sup>
0	0.015	0.021
3	0.015	0.021
6	0.016	0.023
9	0.019	0.026
12	0.021	0.03
15	0.023	0.033
18	0.025	0.035
21	0.027	0.037
24	0.028	0.039

Высота, м	Нормативное значение, т/м <sup>2</sup>	Расчётное значение, т/м <sup>2</sup>
27	0.029	0.041
30	0.031	0.043
33	0.032	0.045
36	0.033	0.046
39	0.034	0.048
42	0.035	0.049
45	0.036	0.05
48	0.037	0.052
51	0.038	0.053
54	0.039	0.054
55.37	0.039	0.055

Рассмотрим ветер с подветренной стороны рисунок 12

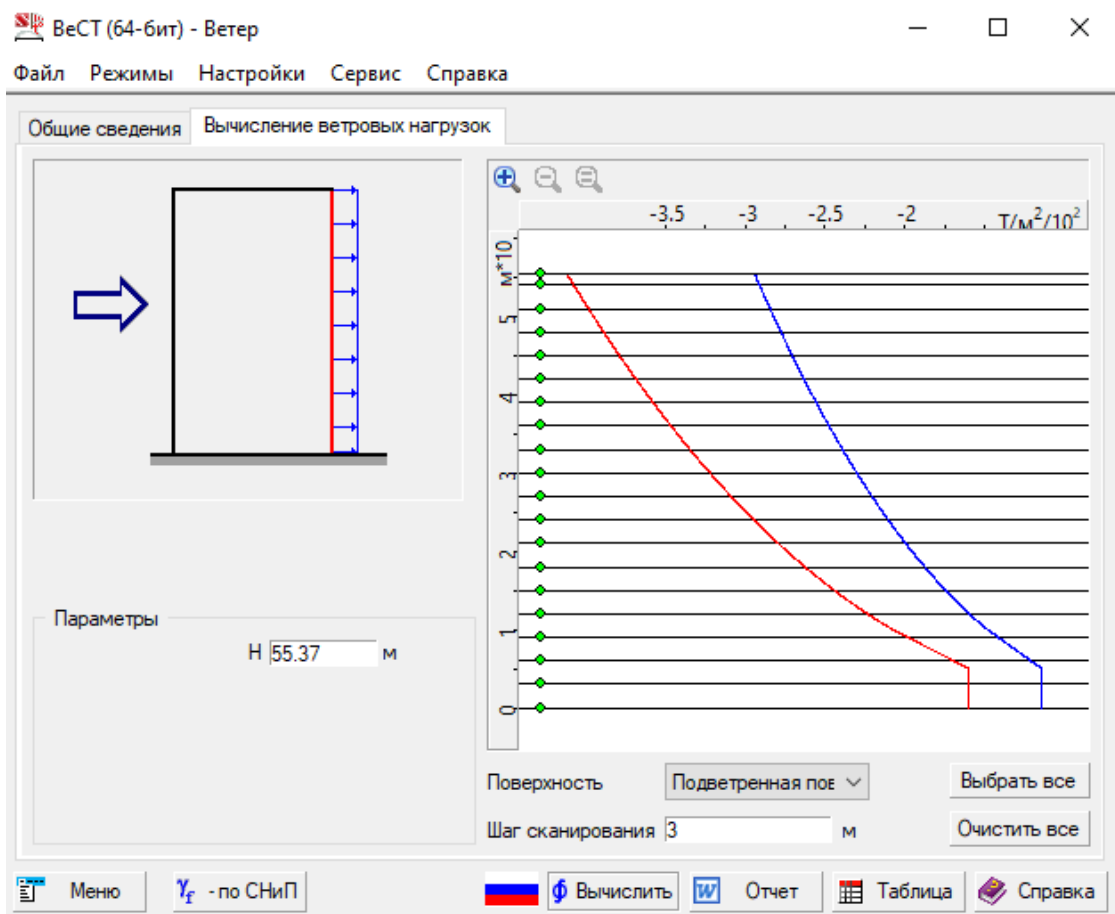


Рисунок 12 – График распределения ветровой нагрузки с подветренной стороны

Значения ветровой нагрузки с подветренной стороны таблица 6.

Таблица 6

Высота, м	Нормативное значение, т/м <sup>2</sup>	Расчетное значение, т/м <sup>2</sup>
0	-0.011	-0.016
3	-0.011	-0.016
6	-0.012	-0.017
9	-0.014	-0.02
12	-0.016	-0.022
15	-0.017	-0.024
18	-0.019	-0.026
21	-0.02	-0.028
24	-0.021	-0.029
27	-0.022	-0.031
30	-0.023	-0.032
33	-0.024	-0.033
36	-0.025	-0.035
39	-0.026	-0.036
42	-0.026	-0.037
45	-0.027	-0.038
48	-0.028	-0.039
51	-0.028	-0.04
54	-0.029	-0.041
55.37	-0.029	-0.041

Данные полученные в данном сателлите полностью сходятся с ручным расчётом.

Динамическая ветровая нагрузка формируется на основе исходных данных для расчета пульсационной составляющей ветровой нагрузки, включающих основные характеристики таких как, количество учитываемых форм колебаний, матрица масс; и дополнительные параметры: ветровой район, габариты здания, тип местности, логарифмический декремент колебаний, направление ветра по отношению к обдуваемой поверхности, рисунок 13.

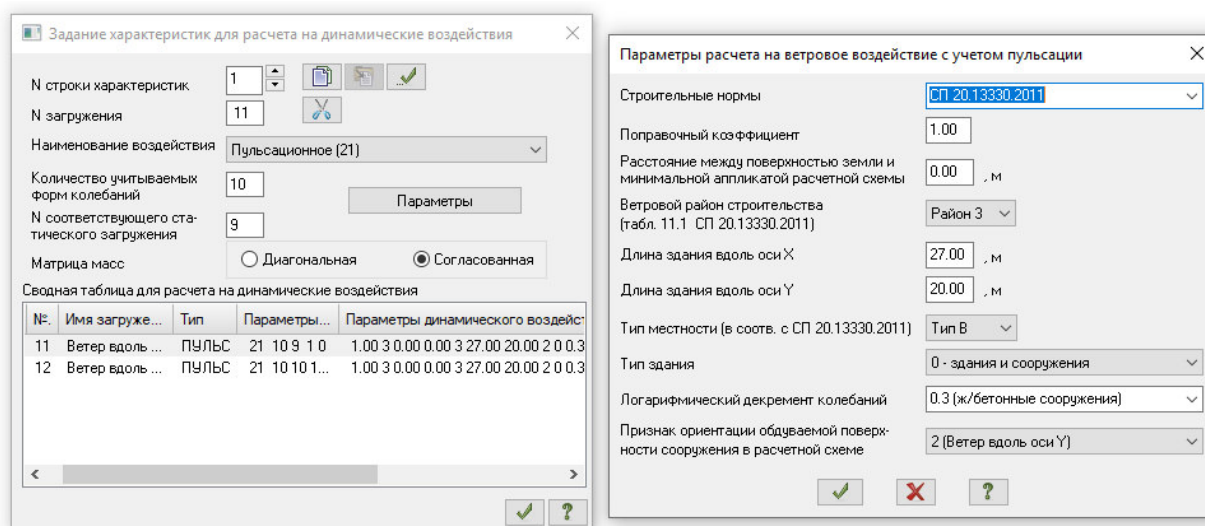


Рисунок 13 – Исходные данные для расчета пульсационной составляющей ветровой нагрузки

### 3.4. Сбор масс для динамического расчета

При расчете здания на динамические воздействия (сейсмика, ветровая пульсация, гармоника и т.д.) для поиска форм колебаний, а также определения частот и периодов колебаний необходимо сформировать матрицу масс (собрать массы). Это можно выполнить в автоматическом режиме с помощью процесса «учет статических нагружений».

В меню «формирование динамических нагружений» следует указать какие статические нагружения и с каким коэффициентом необходимо собирать массы для определенного динамического нагружения.

Для ветровой пульсационной нагрузки коэффициенты преобразования обязаны соответствовать коэффициентам основного сочетания согласно нормам, по которым выполняется расчет. То есть, основное сочетание п.6.1 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [8] принимается с коэффициентами согласно п.6.3 и п.6.4. В частности, постоянные с коэффициентом 1, длительные по степени влияния 1; 0.95 и кратковременные по степени влияния 1; 0.9; 0.7. Из нагружения, где находится статическая составляющая ветра, собирать массы не надо.

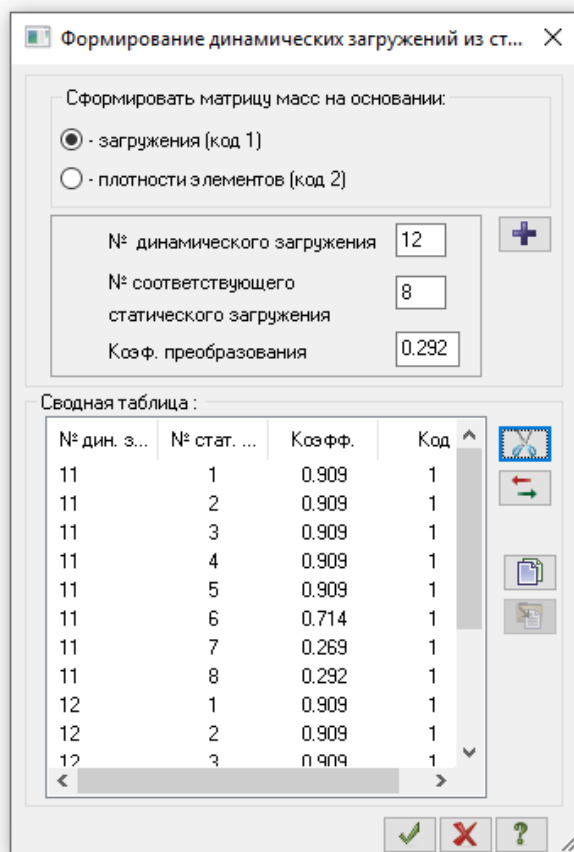


Рисунок 14 – Сбор масс для динамики

### 3.5. Условное основание

Для начала в программно-вычислительном комплексе «ЛИРА-САПР». Выполняем расчет коэффициентов упругого основания, предварительно определив физико-механические характеристики грунта по фактической геологии, таблица 6. Геологический разрез на рисунок 15.

ИГЭ№1, отбор на глубине 2,3 м:

- 1) Так как  $7 < I_p < 17$ , то грунт пылевато-глинистый;
- 2) Определяем число пластичности:  $I_p = W_L - W_p$ ;

$$I_p = 24,8 - 16,4 = 8,4\%$$

Следовательно, данный пылевато-глинистый грунт является суглинком [15];

- 3) Определяем состояние суглинка:



$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{17,94 - 16,4}{24,8 - 16,4} = 0,184;$$

Следовательно, суглинок полутвердый;

4) Плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,71}{1 + 17,94 \cdot 0,01} = 1,44 \text{ т/м}^3$$

5) Коэффициент пористости грунта:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,22}{1,44} - 1 = 0,54$$

6) Для пылевато-глинистых грунтов степень влажности не определяется;

7) Удельное сцепление:  $C_n = 38$  кПа;

8) Угол внутреннего трения:  $\varphi_n = 25^\circ$ ;

9) Модуль деформации:  $E = 24,8$  МПа;

10) Расчётное сопротивление:  $R_0 = 280,06$  кПа;

Вывод: исследуемый грунт – суглинок полутвердый, для которого  $E = 24,8$  МПа;  $\varphi_n = 25^\circ$ ;  $C_n = 38$  кПа;

*ИГЭ№2*, отбор на глубине 4,0 м:

1) Так как  $7 < I_p < 17$ , то грунт пылевато-глинистый;

2) Определяем число пластичности:

$$I_p = 26,5 - 17,3 = 9,2\%$$

Следовательно, данный пылевато-глинистый грунт является суглинком [15];

3) Определяем состояние суглинка:

$$I_L = \frac{26,18 - 17,3}{31,6 - 17,3} = 0,621;$$

Следовательно суглинок мягкопластичный, так как  $0,5 < I_L = 0,621 \leq 0,75$ ;

4) Плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{1,92}{1 + 26,18 \cdot 0,01} = 1,52 \text{ т/м}^3$$

5) Коэффициент пористости грунта:

$$e = \frac{2,83}{1,52} - 1 = 0,86$$

6) Для пылевато-глинистых грунтов степень влажности не определяется;

7) Удельное сцепление:  $C_n = 15,8$  кПа;

8) Угол внутреннего трения:  $\varphi_n = 16^\circ$ ;

9) Модуль деформации:  $E = 7,8$  МПа;

10) Расчётное сопротивление:  $R_0 = 169,92$  кПа;

Вывод: исследуемый грунт – суглинок мягкопластичный, для которого  $E = 7,8$  МПа;  $\varphi_n = 16^\circ$ ;  $C_n = 15,8$  кПа;

*ИГЭ №3*, отбор на глубине 4,0 м:

1) Так как  $7 < I_p < 17$ , то грунт пылевато-глинистый;

2) Определяем число пластичности:

$$I_p = 27,1 - 12,8 = 14,3\%$$

Следовательно, данный пылевато-глинистый грунт является суглинком [15];

3) Определяем состояние суглинка:

$$I_L = \frac{17,5 - 12,8}{27,1 - 12,8} = 0,329;$$

Следовательно суглинок тугопластичный, так как  $0,5 > I_L = 0,329$ ;

4) Плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{1,95}{1 + 17,5 \cdot 0,01} = 1,66 \text{ т/м}^3$$

5) Коэффициент пористости грунта:

$$e = \frac{2,88}{1,66} - 1 = 0,73$$

6) Для пылевато-глинистых грунтов степень влажности не определяется;

7) Удельное сцепление:  $C_n = 24,0$  кПа;

8) Угол внутреннего трения:  $\varphi_n = 21^\circ$ ;

9) Модуль деформации:  $E = 15$  МПа;

10) Расчётное сопротивление:  $R_0 = 220,98$  кПа;

Вывод: исследуемый грунт – суглинок тугопластичный, для которого  $E = 15$  МПа;  $\varphi_n = 21^\circ$ ;  $C_n = 24$  кПа;

*ИГЭ№4*, отбор на глубине 15,0 м

1) Так как  $I_p=6 < 7$ , то грунт пылевато-глинистый;

2) Определяем число пластичности:

$$I_p = 34 - 16 = 18\%$$

Следовательно данный грунт является глиной [15];

3) Определяем состояние суглинка:

$$I_L = \frac{19 - 16}{34 - 16} = 0,167;$$

Следовательно глина полутверда, так как  $0 < I_L = 0,25$ ;

4) Плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{2,05}{1 + 19 \cdot 0,01} = 1,72 \text{ т/м}^3$$

5) Коэффициент пористости грунта:

$$e = \frac{2,74}{1,72} - 1 = 0,59$$

6) Коэффициент водонасыщения грунта:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,74 \cdot 19}{1 \cdot 0,59 \cdot 100} = 0,88$$

Так как коэффициент водонасыщения  $S_r > 0,8$ , то, по предварительной оценке, данный грунт является непросадочным.

8) Коэффициент просадочности:

$$I_{ss} = \frac{e_l - e}{1 + e} = \frac{0,93 - 0,59}{1 + 0,59} = 0,21$$

Так как коэффициент просадочности  $I_{ss} = 0,21 < 0,3$ , грунт, по предварительной оценке, является ненабухающим

Грунт находится ниже уровня грунтовых вод и является водоупором.

9) Удельное сцепление:  $C_n = 75,8$  кПа;

10) Угол внутреннего трения:  $\varphi_n = 21^\circ$ ;

11) Модуль деформации:  $E = 26,4$  МПа;

12) Расчётное сопротивление:  $R_0 = 476,6$  кПа;

Вывод: исследуемый грунт – глина полутвердая, для которой  $E = 26,4$  МПа;  $\varphi_n = 21^\circ$ ;  $C_n = 75,8$  кПа;

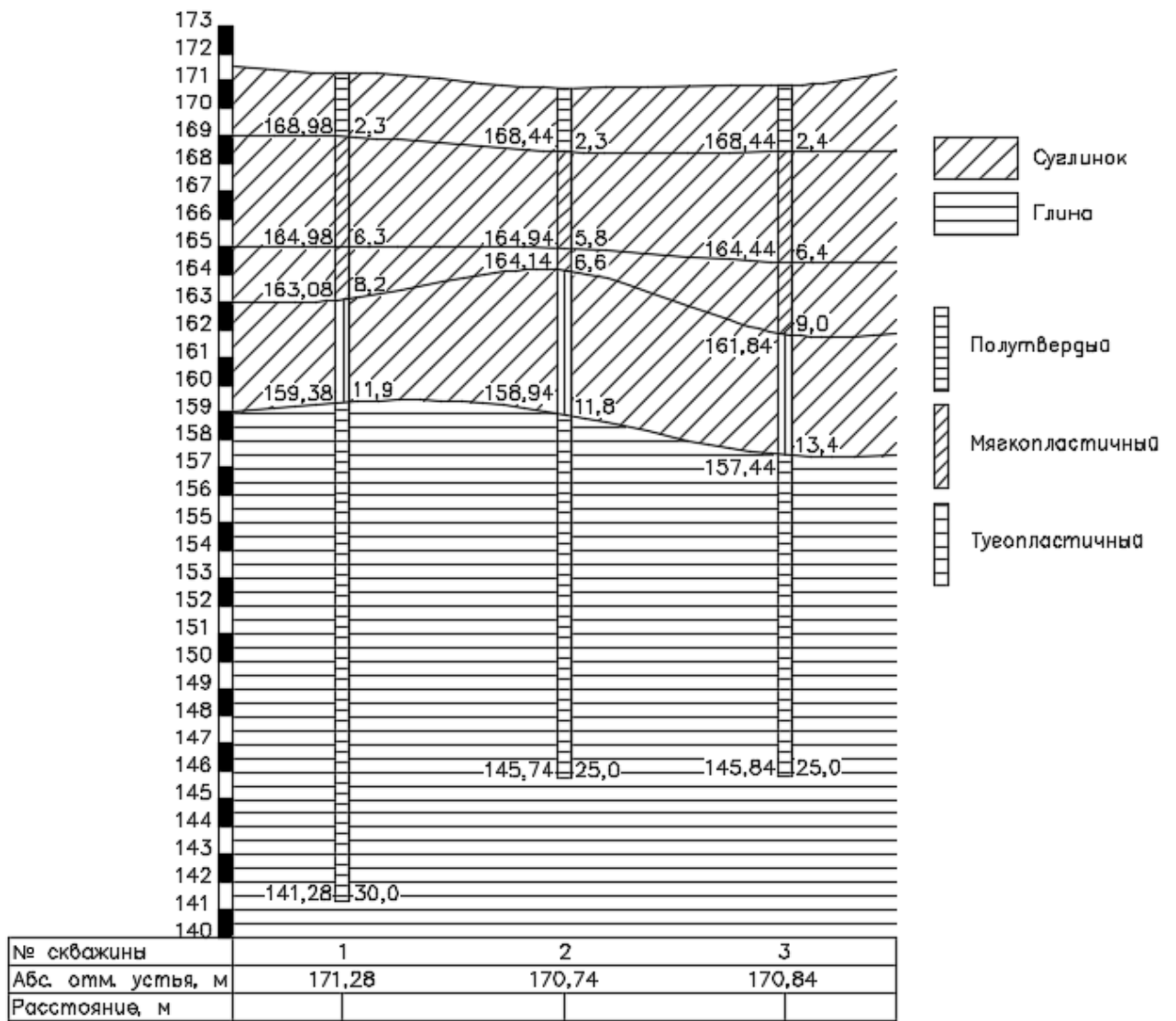


Рисунок 15 – Инженерно-геологический разрез площадки

Таблица 7

## Физико-механические характеристики грунтов

№ слоя	Наименование грунта	Мощность слоя, м	$\rho$ , т/м <sup>3</sup> $\gamma$ , кН /м <sup>3</sup>	$\rho_s$ , т/м <sup>3</sup> $\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\rho_d$ , т/м <sup>3</sup> $\gamma_d$ , кН /м <sup>3</sup>	$W$ , %	$W_p$ , %	$W_L$ , %	$I_p$ , %	$I_L$	$e$	$C$ , кПа	$\varphi$	$R_0$ , кПа	$E$ , МПа
1	Суглинок полутвердый	2,3	<u>1,71</u> 17,1	<u>2,22</u> 22,2	<u>1,44</u> 14,4	17,9	16,4	24,8	8,4	0,184	0,54	38	25	280,06	24,8
2	Суглинок мягкопластичный	3,5	<u>1,92</u> 19,2	<u>2,83</u> 28,3	<u>1,52</u> 15,2	26,1	17,3	31,6	9,2	0,621	0,86	15,8	16	169,92	7,8
3	Суглинок тугопластичный	5,2	<u>1,95</u> 19,5	<u>2,87</u> 28,7	<u>1,66</u> 16,6	17,5	12,8	27,1	14,3	0,329	0,73	24	21	220,98	15
4	Глина твердая	12,9	<u>2,05</u> 20,5	<u>2,74</u> 27,4	<u>1,72</u> 17,2	19	16	34	18	0,167	0,59	75,8	21	476,6	26,4

### 3.4.1. Определение коэффициентов постели для расчётной схемы с податливым основанием

Коэффициент постели  $C_1$  вычисляется по усредненным значениям модуля деформации и коэффициента Пуассона грунта.

Таким образом, сопротивление грунта развивается только непосредственно под нагрузкой и в этом сопротивлении не участвует грунт, расположенный сбоку, который не испытывает осадки [40].

Как показывают эксперименты, основным недостатком данного метода является то, что поверхность грунта оседает не только непосредственно под фундаментом, но и вокруг него. Но для рассматриваемой площадки строительства данная модель может быть осуществлена, несмотря на представленные недостатки.

Коэффициент постели  $C_1$  определяем в сателлите «ГРУНТ». Для этого необходимо внести параметры грунта, найденные ранее, рисунок 16.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	№ ИГЭ	Усл. обозн.	Наименование грунта	Цвет	Модуль деформации, т/м <sup>2</sup>	Кэф-фици-ент Пуас-сона	Удель-ный вес грунта, т/м <sup>3</sup>	Кэффи-ци-ент пере-хода ко 2 модулю де-формации	Природ-ная влаж-ность, доли	Показа-тель теку-чести IL	Вода Лёсс	Кэффи-циент порис-тости e	Удельное сцепление Rc, т/м <sup>2</sup>	Угол внутрен-него трения Fi, °
2														
3														
4														
5														
6	1		Суглинок полутвёрдый		2528	0.35	1.71	5	0.18	0.184		0.54	3.87	25
7	2		Суглинок мягкопластичный		795	0.35	1.92	5	0.26	0.621		0.86	1.61	16
8	3		Суглинок мягкопластичный		795	0.35	2.83	5	0.26	0.621	W	0.86	1.61	16
9	4		Суглинок тугопластичный		1529	0.35	2.87	5	0.18	0.329	W	0.73	2.45	21
10	5		Глина твёрдая		2691	0.42	2.05	5	0.19	0.167		0.59	7.73	21

Рисунок 16 – Параметры грунта

Так как геологические слои под зданием располагаться равномерно не пересекаясь, для учёта небольшого отклонения слоёв от горизонтальной плоскости добавим две скважины с отметками слоев рисунок 17.

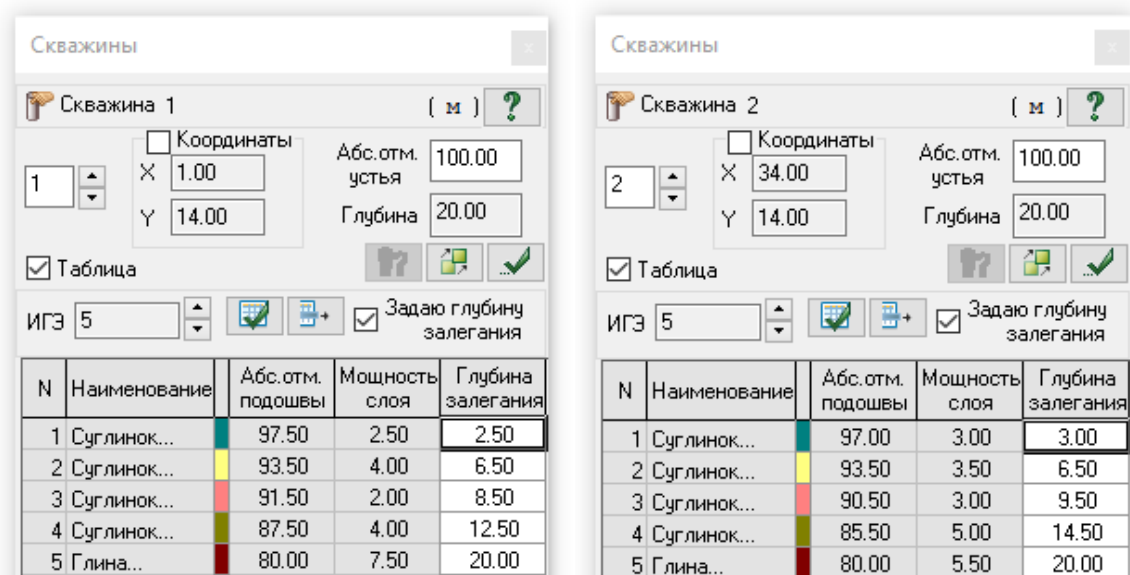


Рисунок 17 – Параметры скважин

Далее передаем нагрузки из программного комплекса, в спутник и производим вычисление коэффициента постели С1 рисунок 19.

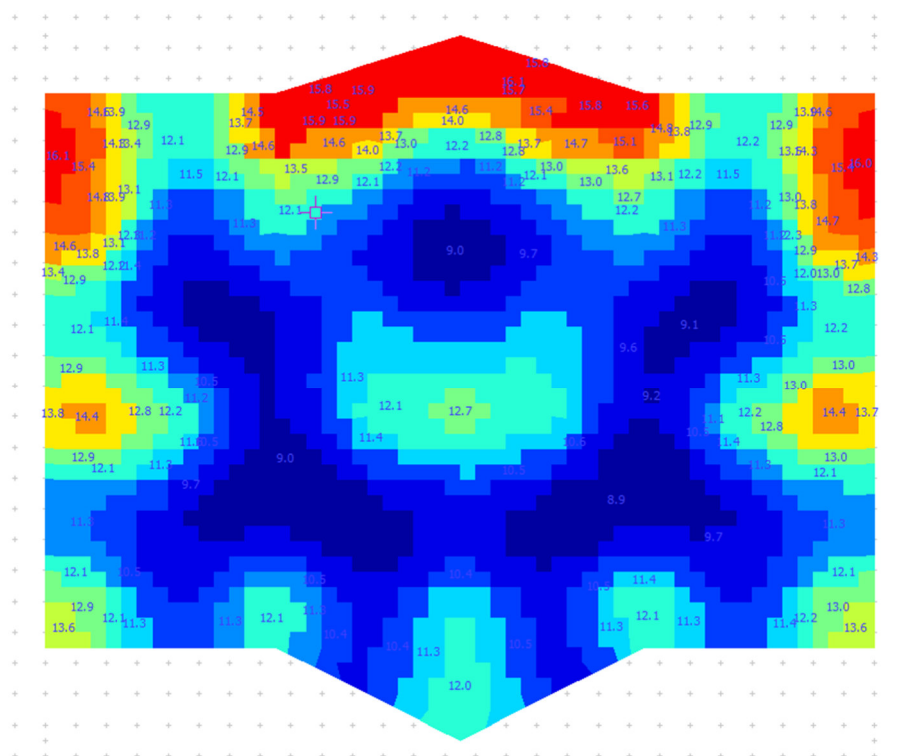


Рисунок 18 – Нагрузки, переданные в модель грунта



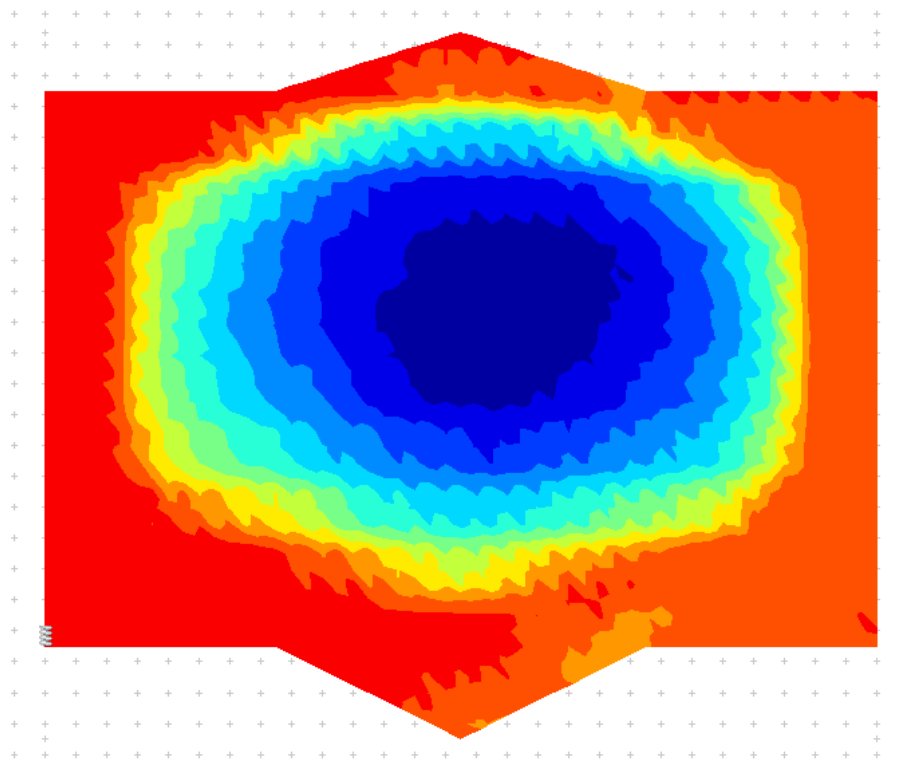


Рисунок 19 – Распределение коэффициента постели  $C_1$

Передаем данные в программный комплекс «ЛИРА-САПР»

Но так как данные коэффициенты упругого основания назначены в качестве связей, которые действуют по нормали к пластинам в виде основания, то необходимо ограничить перемещения в горизонтальной плоскости для того, чтобы здание «не слетало» [39]. Чтобы обеспечить данное условие, необходимо выполнить ввод связей конечной жесткости («пружинку») в каждый узел условного основания посредством специальных элементов (элемент типа 56), рисунок 20.

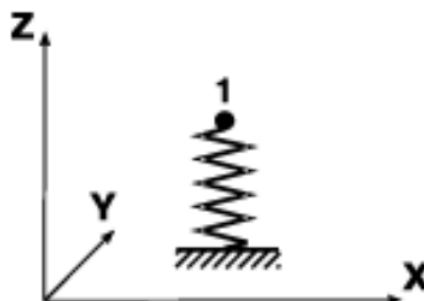


Рисунок 20 – Элемент типа 56

Формула для определения параметров КЭ56 при расчёте на сдвиг:

$$R_x = R_y = \frac{0,7 \cdot C_z \cdot A_\phi}{n};$$

, где  $A_\phi$ - площадь фундаментной плиты, м<sup>2</sup>;

$n$ - количество узлов, шт.;

$C_z$ -коэффициент упругого равномерного сжатия, кН/м<sup>3</sup>.

При отсутствии экспериментальных данных значение для фундаментов с динамическими нагрузками допускается определять по формуле [13]:

$$C_z = b_0 \cdot E \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right);$$

, где  $b_0$ - коэффициент, принимаемый равным для суглинков 1,2, м<sup>-1</sup>;

$E$ - модуль деформации грунта под подошвой фундамента, кПа;

$A_{10}$ - 10 м<sup>2</sup>;

$A$ - площадь фундаментной плиты, м<sup>2</sup>.

Для фундаментов с площадью подошвы, превышающей 200 м<sup>2</sup> принимается как для фундаментов с площадью подошвы 200 м<sup>2</sup>;

$$C_z = 1,2 \cdot 24,8 \cdot 10^3 \left( 1 + \sqrt{\frac{10}{200}} \right) = 36414 \text{ кН/м}^3$$

$$R_x = R_y = \frac{0,7 \cdot 36414 \cdot 515,4}{2161} = 6079,3 \text{ кН/м}$$

Элемент типа 56 моделирует связи конечной жесткости по направлениям степеней свободы его единственного узла (в общей системе координат). В результате расчета вычисляются усилия (реакции в пружинах), соответствующие степеням свободы, по направлениям которых введены связи конечной жесткости (RX, RY, RZ, RUX, RUY, RUZ) [38]. В данном случае при моделировании упругого основания это будет отпор грунта по заданному направлению.

Производим статический и динамический расчёт.

#### 4. Результаты статического и динамического расчёта

В результате расчётов получены вертикальные и горизонтальные перемещения от статических и динамических нагрузок, проанализированы формы собственного колебания сооружения их частоты и ускорения.

В соответствии с СП «Нагрузки и воздействия» [8] первые две формы собственных колебаний – должны быть изгибными, а третья – крутильной, или все три формы колебания должны быть изгибно-крутильными. Выявлено, что первая форма колебаний здания – крутильная, вторая – изгибно-крутильная, а третья - изгибная. Это обусловлено некорректным расположением элементов связей в плане здания.

Результаты динамического расчёта приведены на рисунках 21-24.

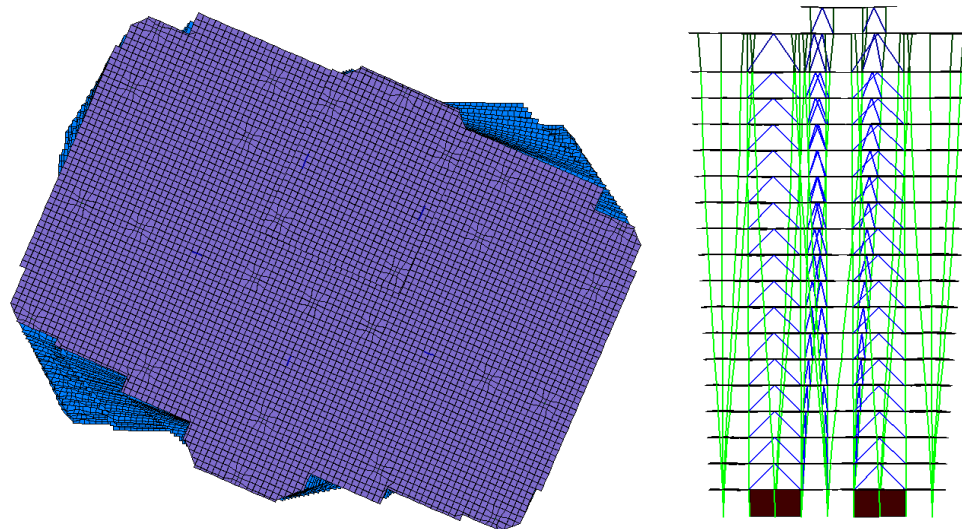


Рисунок 21 – Первая форма собственных колебаний – крутильная

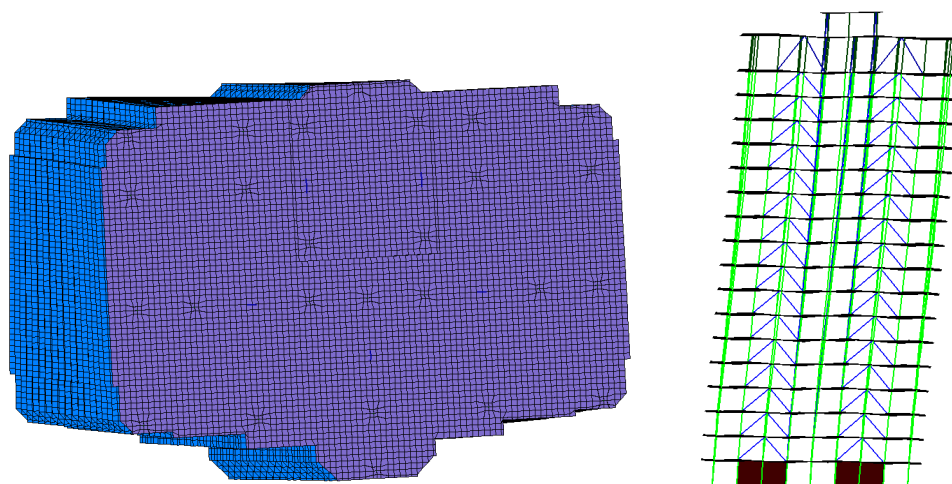


Рисунок 22 – Вторая форма собственных колебаний – изгибно-крутильная

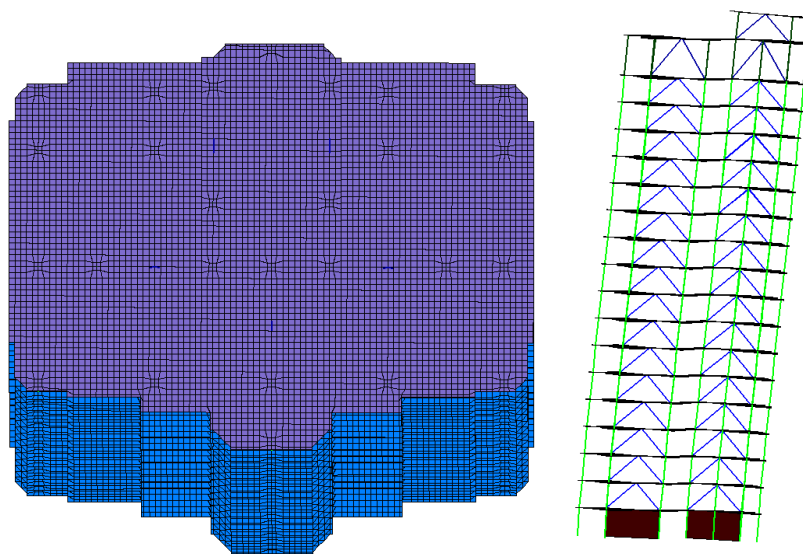


Рисунок 23 – Третья форма собственных колебаний – изгибная

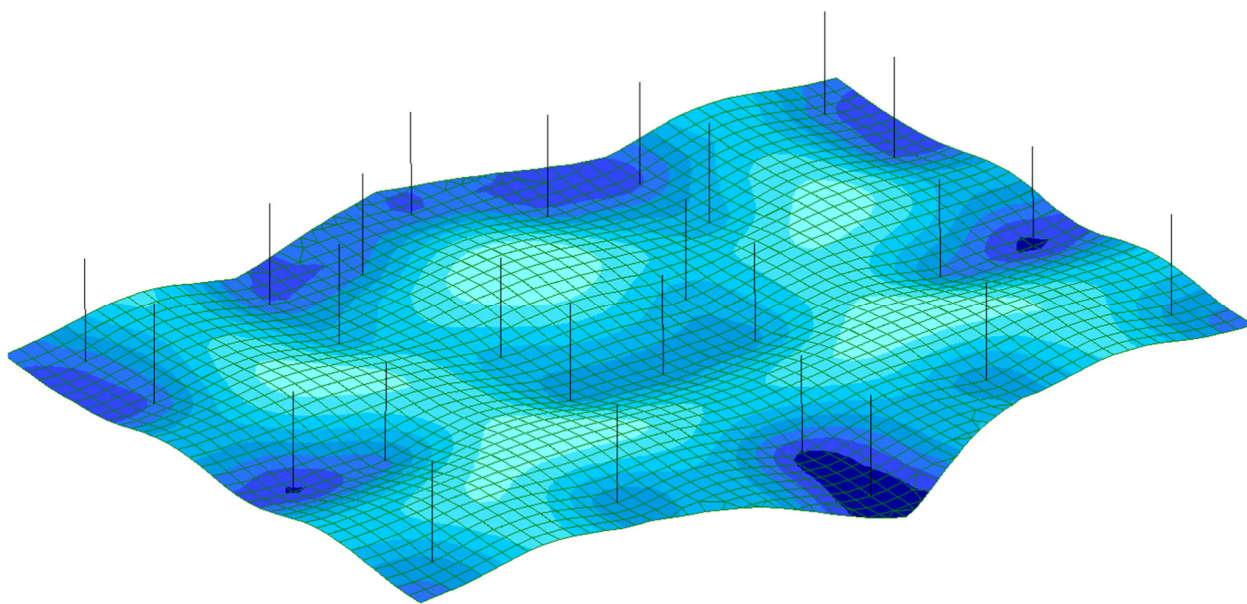


Рисунок 24 – Деформации фундаментной плиты

#### 4.1. Определение количество учитываемых форм колебания

Колебания здания представляют собой суперпозицию собственных и вынужденных колебаний, вызванных различными внутренними и внешними воздействиями [25, 41].

Для определения горизонтальных деформаций от совместного воздействия статических и динамических воздействий на сооружения необходимо определить количество учитываемых форм колебания.

Необходимо выполнять динамический расчет с учетом «s» первых форм собственных колебаний для зданий, у которых вторая собственная частота менее предельной  $f_{lim}$ . Число «s» следует определять из условия:

$$f_s < f_{lim} < f_{s+1};$$

Предельное значение частоты собственных колебаний  $f_{lim}$ , Гц, следует определять в зависимости от предельного безразмерного периода  $T_{g,lim}$  [8].

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_e) \gamma_f}}{940 \cdot T_{g,lim}}$$

, где значение параметра  $T_{g,lim} = 0,023$  приведено в таблице 8. [8] для трех значений суммарного логарифмического декремента колебаний  $\delta$ .

Таблица 8

$\delta$	0,15	0,22	0,3
$T_{g,lim}$	0,0077	0,014	0,023

Значение суммарного логарифмического декремента колебаний  $\delta$  следует принимать для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций  $\delta=0,3$  [8].

$w_0 = 0,38$  кПа для 3 ветрового района по таблице 11.1 [8].

$k(z_e)=1,25$  для высот  $z_e \leq 300$  м определяется по таблице 11.2 [8].

$\gamma_f = 1,4$  - коэффициент надежности по нагрузке (см. 11.1.12) [8].

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{0,38 \cdot 10^3 \cdot 1,25 \cdot 1,4}}{940 \cdot 0,023} = 1,1927 \approx 1,2 \text{ Гц}$$

В результате динамического расчёта получены частоты собственных форм колебаний рисунок 25.

Частоты собственных колебаний					
№ загруз	№ формы	Собст. значения	Частоты		Период (с)
			Круг. частота (рад/с)	Частота (Гц)	
11	1	0.929	1.076	0.171	5.840
11	2	0.636	1.573	0.250	3.993
11	3	0.612	1.635	0.260	3.844
11	4	0.306	3.272	0.521	1.920
11	5	0.189	5.287	0.841	1.188
11	6	0.165	6.060	0.964	1.037
11	7	0.144	6.949	1.106	0.904
11	8	0.133	7.525	1.198	0.835
11	9	0.103	9.706	1.545	0.647
11	10	0.097	10.305	1.640	0.610
12	1	0.929	1.076	0.171	5.840
12	2	0.636	1.573	0.250	3.993
12	3	0.612	1.635	0.260	3.844
12	4	0.306	3.272	0.521	1.920
12	5	0.189	5.287	0.841	1.188
12	6	0.165	6.060	0.964	1.037
12	7	0.144	6.949	1.106	0.904
12	8	0.133	7.525	1.198	0.835
12	9	0.103	9.706	1.545	0.647
12	10	0.097	10.305	1.640	0.610

Рисунок 25 – Частоты собственных форм колебаний

Таким образом количество учитываемых форм колебаний при определении перемещений и усилий равно восьми т.к. выполняется условие:

$$f_8 = 1,198 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_9 = 1,545 \text{ Гц}$$

Усилия и перемещения сооружения при действии ветровой нагрузки должны определяться отдельно от статической составляющей и от динамической составляющей, соответствующей каждой  $i$ -й форме колебаний.

#### 4.2. Анализ усилий и перемещений

Суммарные усилия и перемещения допускается определять по формуле [22]:

$$X = X^c + \left[ \sum_{i=1}^s (X_i^d)^2 \right]^{1/2}$$

, где  $X$  – изгибающий (крутящий момент), поперечная или продольная сила, перемещение;

$X^c$  - то же, от статической составляющей ветровой нагрузки

$X_i^d$  - то же, от динамической составляющей ветровой нагрузки при колебаниях по  $i$ -й форме.

$s$  - число учитываемых в расчете форм колебаний.

Рассмотрим горизонтальные перемещения от статического и динамического действия ветра на рисунках 26-35.

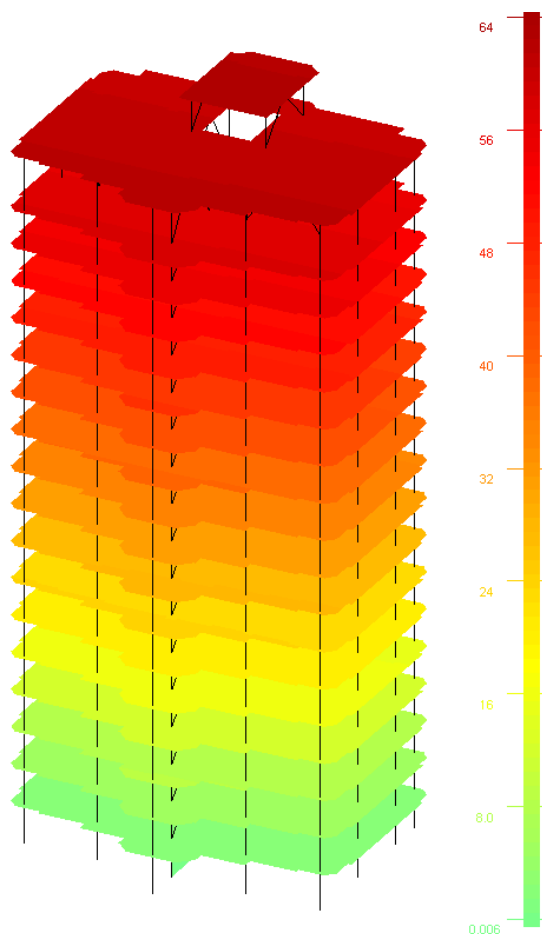


Рисунок 26 – Горизонтальные перемещения при действии статического давления ветровой нагрузки вдоль буквенных осей

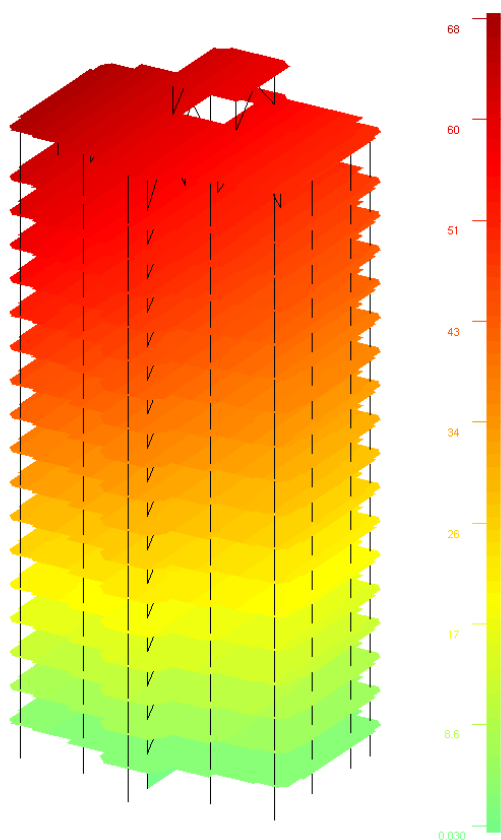


Рисунок 27 – Горизонтальные перемещения при действии статического давления ветровой нагрузки вдоль цифровых осей

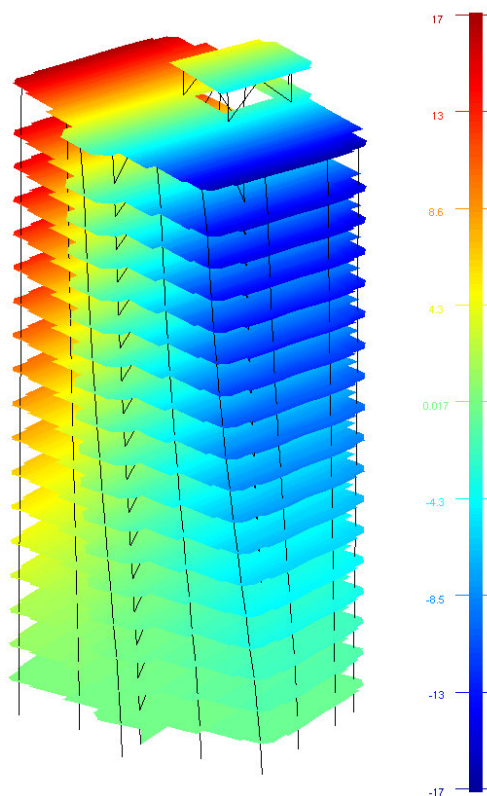


Рисунок 28 – Горизонтальные перемещения при действии динамического воздействия ветровой нагрузки вдоль цифровых осей 1-ой формы колебания



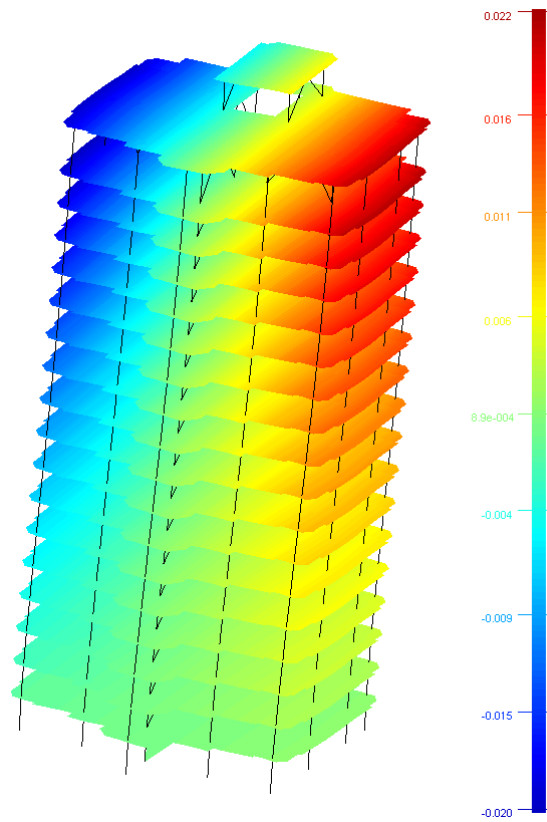


Рисунок 29 – Горизонтальные перемещения при действии динамического воздействия ветровой нагрузки вдоль цифровых осей 2-ой формы колебания

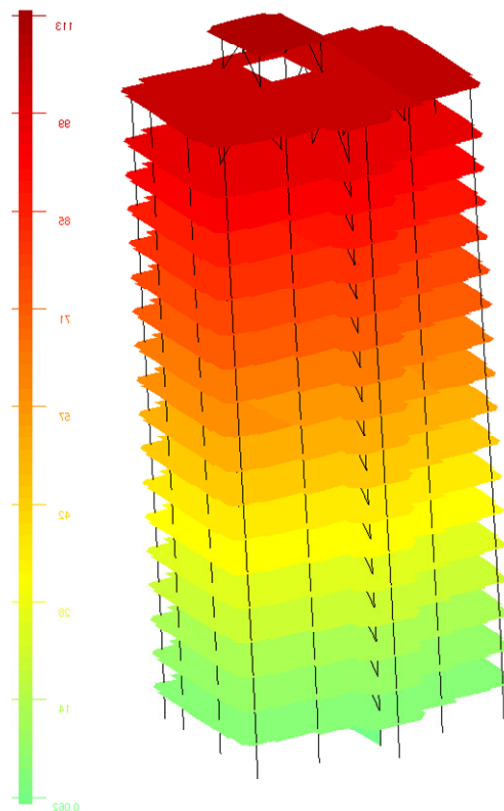


Рисунок 30 – Горизонтальные перемещения при действии динамического воздействия ветровой нагрузки вдоль цифровых осей 3-ой формы колебания

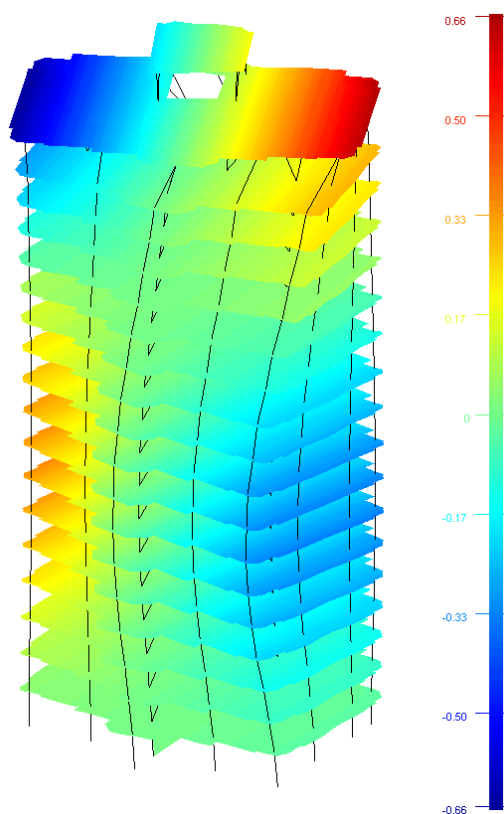


Рисунок 31 – Горизонтальные перемещения при действии динамического воздействия ветровой нагрузки вдоль цифровых осей 4-ой формы колебания

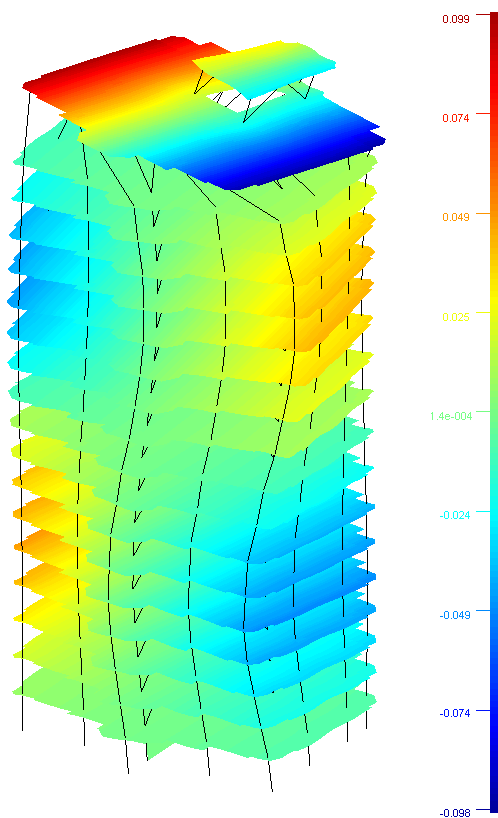


Рисунок 32 – Горизонтальные перемещения при действии динамического воздействия ветровой нагрузки вдоль цифровых осей 5-ой формы колебания

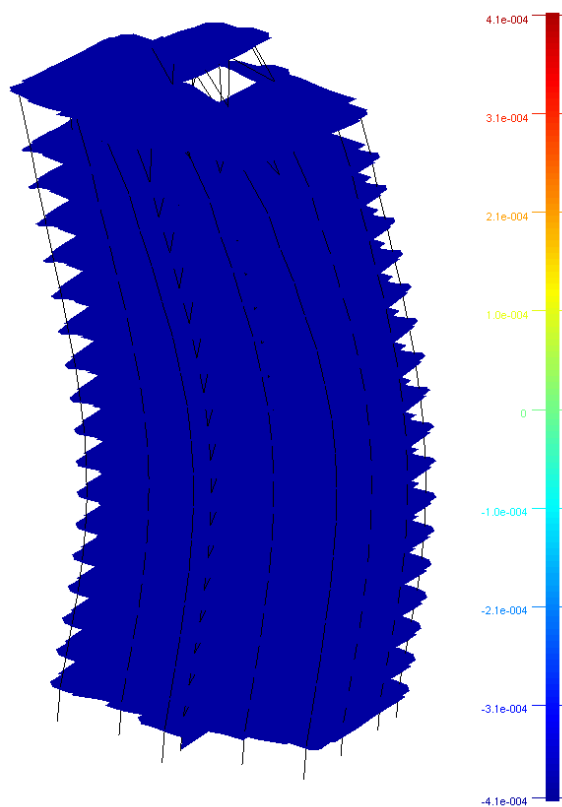


Рисунок 33 – Горизонтальные перемещения при действии динамического воздействия ветровой нагрузки вдоль цифровых осей 6-ой формы колебания

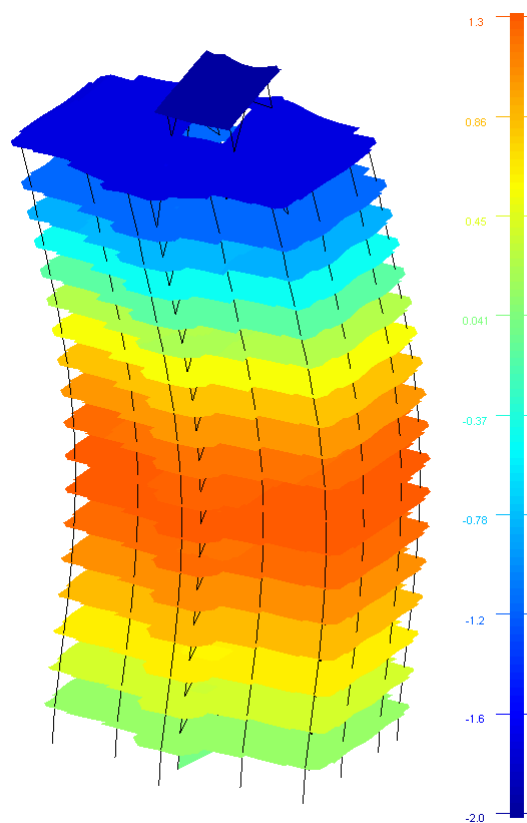


Рисунок 34 – Горизонтальные перемещения при действии динамического воздействия ветровой нагрузки вдоль цифровых осей 7-ой формы колебания

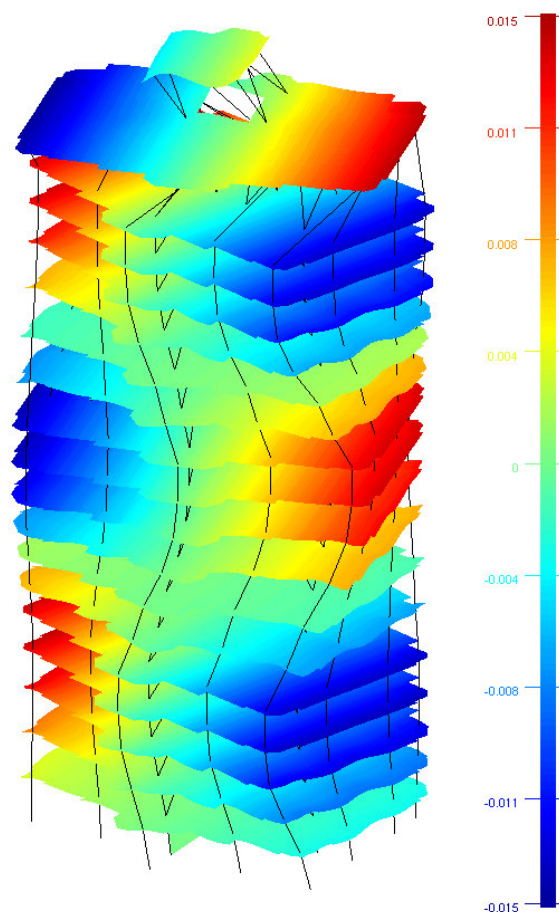


Рисунок 35 – Горизонтальные перемещения при действии динамического воздействия ветровой нагрузки вдоль цифровых осей 8-ой формы колебания

Таким образом суммарные горизонтальные перемещения от динамического и статического нагружения вдоль цифровых осей равны:

$$X_{\text{цифр}} = 68 + \left[ \sum_{i=1}^s (17^2 + 0,022^2 + 113^2 + 0,66^2 + 0,099^2 + 0,0004^2 + 2^2 + 0,015^2) \right]^{1/2} = 182,3 \text{ мм}$$

Что превышает допустимое значение для многоэтажные здания [8]:

$$\frac{H}{500} = \frac{55430}{500} = 110,9 \text{ мм}$$

Превышение составляет 64,4 %.

Произведем подобный расчёт для действия ветра вдоль буквенных осей.

Таким образом суммарные горизонтальные перемещения от динамического и статического нагружения вдоль буквенных осей равны:

$$X_{\text{букв}} = 64,2 + \left[ \sum_{i=1}^s (7,75^2 + 78,3^2 + 0,0034^2 + 0,325^2 + 0,109^2 + 1,05^2 + 0,0001^2 + 0,106^2) \right]^{1/2} = 142,5 \text{ мм}$$

Что превышает допустимое значение для многоэтажные здания [8]:

$$\frac{H}{500} = \frac{55430}{500} = 110,9 \text{ мм}$$

Превышение составляет 28,5 %.

## 5. Динамическая комфортность

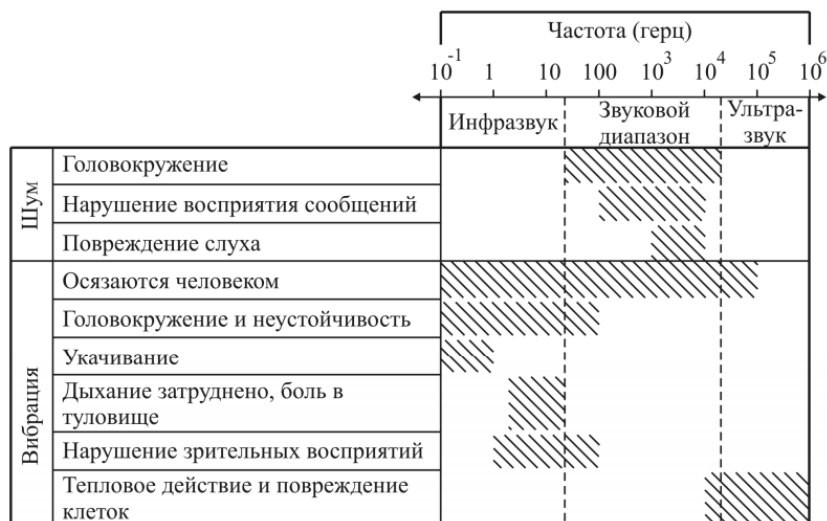
Комфортное пребывание людей на верхних этажах может ухудшаться под действием динамических нагрузок. Ускорение перекрытий верхних жилых этажей является основным значением, характеризующим комфортность нахождения людей в квартирах многоэтажных каркасных жилых зданий [35-36]

Существует два фактора колебаний, влияющих на людей:

2) психологическое – при колебаниях объектов, располагающихся в поле зрения человека;

1) физиологическое – при колебаниях отдельных частей или всего тела.

Превышение нормативного значения ускорений колебания сооружения может оказаться неприятным, уменьшить производительность труда, вызывать усталость и даже привести к вибрационной болезни. Поэтому определение допустимого значения ускорений колебания сооружения, является важнейшей задачей при проектировании [31].



Обеспечить безопасное для человека значение ускорений колебания часто бывает труднее, чем создать конструкцию необходимой прочности при воздействии динамических нагрузок. [46].

Для оценки комфортности пребывания людей в зданиях или сооружениях (динамическая комфортность) расчетные величины ветрового воздействия  $w_c$  принимаются равными [8]:

$$w_c = 0,7w_g;$$

, где  $w_g$  - нормативное значение пульсационной составляющей от полной ветровой нагрузки.

Рисунок 36 – Поправочный коэффициент для определения ускорений последних жилых этажей

При этом максимальное ускорение последнего жилого этажа здания не должно превышать величины:

$$a_{c,max} = 0,08 \text{ м/с}^2$$

Ускорение последнего жилого этажа вдоль цифровых осей равно  $a_{c,max}^{цифр} = 0,186 \text{ м/с}^2$  что превышает нормативное значение на 134% рисунок 37.

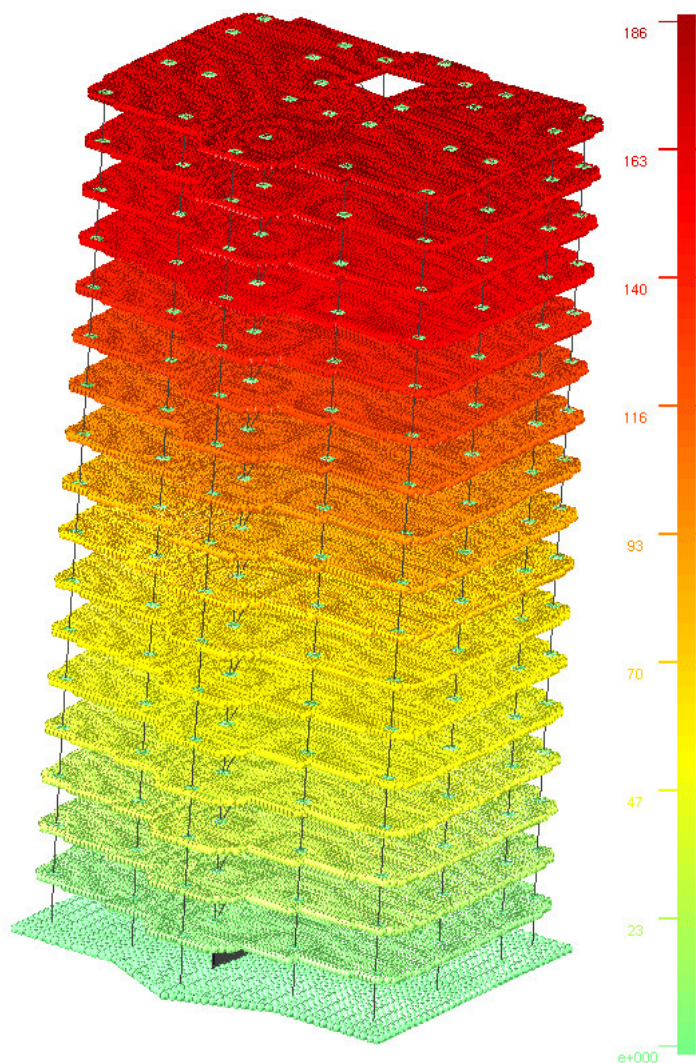


Рисунок 37 – Развитие ускорений последних жилых этажей вдоль цифровых осей

Ускорение последнего жилого этажа вдоль буквенных осей равно

$a_{c,max}^{букв} = 0,181 \text{ м/с}^2$  что превышает нормативное значение на 126% рисунок 38.

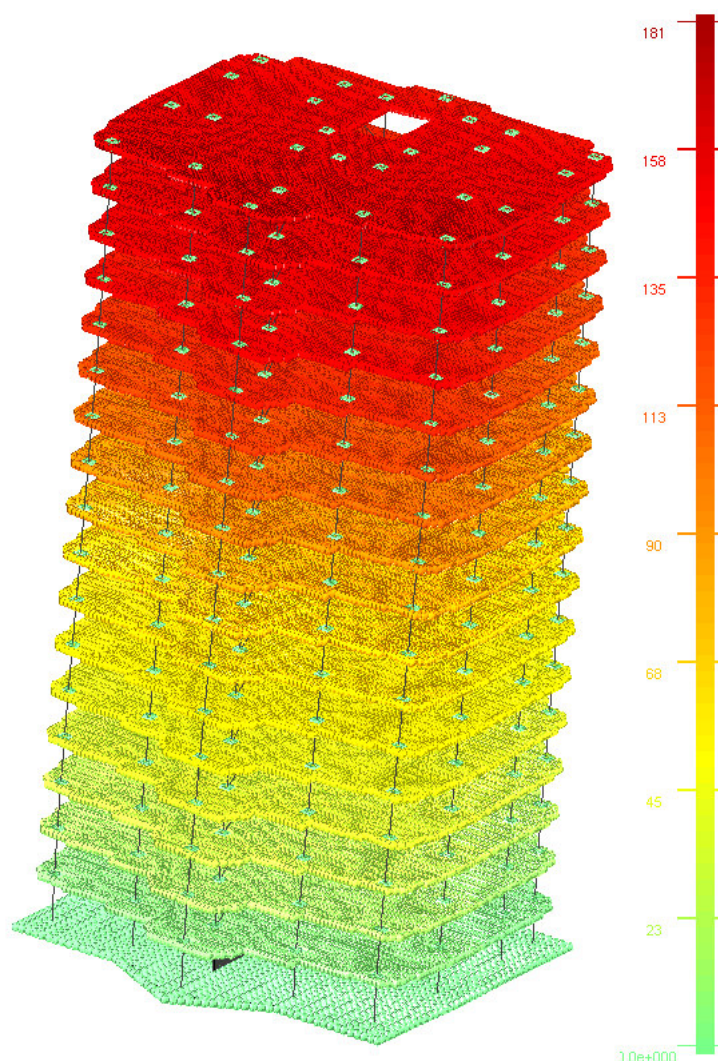


Рисунок 38 – Развитие ускорений последних жилых этажей вдоль буквенных осей

## 6. Оценка процентного вклада отдельных конструкций в суммарную работу на горизонтальную нагрузку

Для восприятия горизонтальных нагрузок, жесткостные конструкции необходимо проектировать таким образом, чтобы они равномерно располагались в обоих направлениях и были симметричны относительно центра тяжести сооружения и являлись непрерывными по высоте здания [19].



В сооружениях с диафрагмами и ядрами жесткости не меньше, чем 50% поэтажной жесткости на каждом из этажей обеспечивается жесткостными конструкциями и не более 50 % - несущими колоннами.

На одной отметке выбираем узлы колонн и подкосов, проанализируем реакции в данных узлах по горизонтали, для этого просуммируем горизонтальные нагрузки от ветра в соответствующем направлении, рисунок 39.

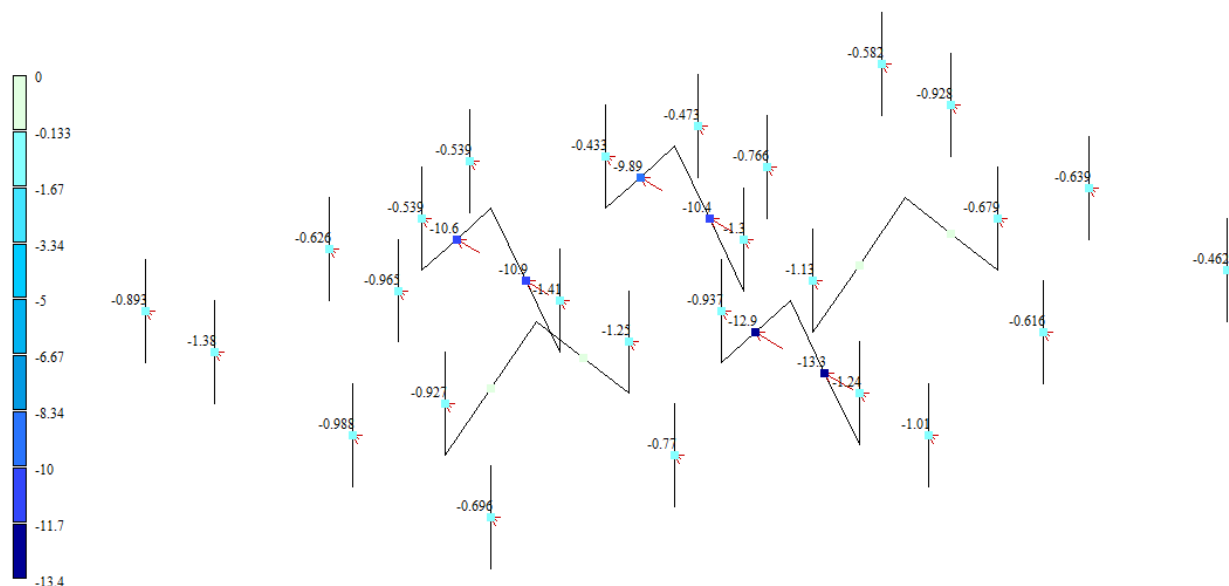


Рисунок 39 – Горизонтальные реакции от действия ветра вдоль цифровых осей

Теперь необходимо просуммировать реакции во всех узлах и отдельно в узлах подкосов, т.е. мы сможем выяснить %-ный вклад отдельных конструкций в суммарную работу рамно-связевого каркаса на горизонтальную нагрузку, рисунок 40.

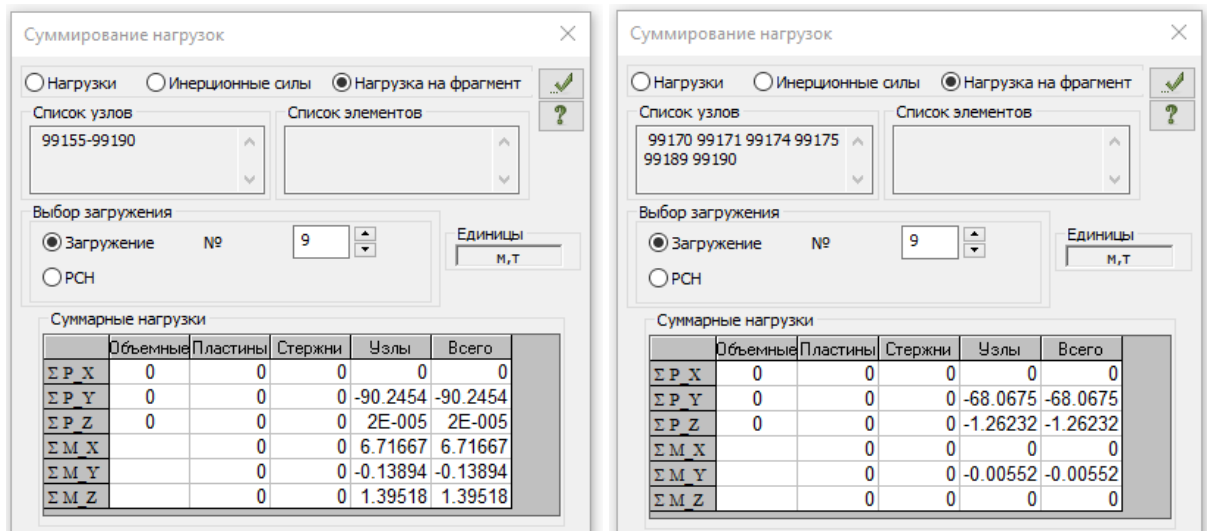


Рисунок 40 – Суммирование горизонтальных нагрузок во всех узлах и отдельно в подкосах соответственно

Считаем:  $68,07/90,25=0,75$ .

Вывод: подкосы в данной направлении воспринимает 75% горизонтальной нагрузки.

Далее выполняем подобный расчёт от действия ветровой нагрузки вдоль буквенных осей.

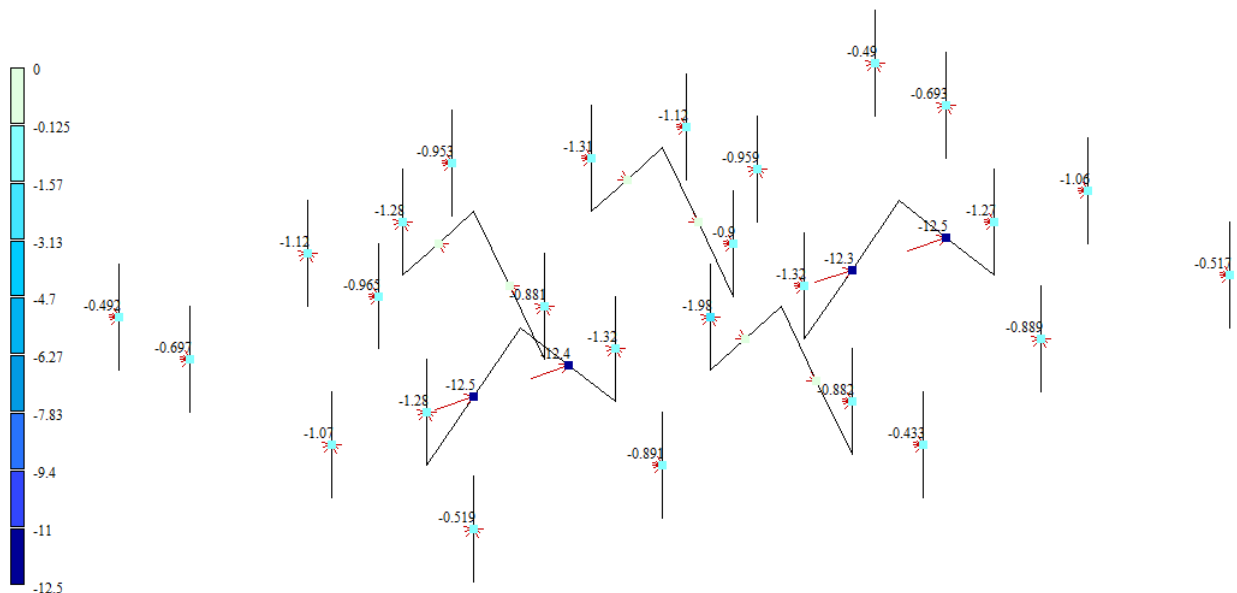


Рисунок 41 – Горизонтальные реакции от действия ветра вдоль буквенных осей

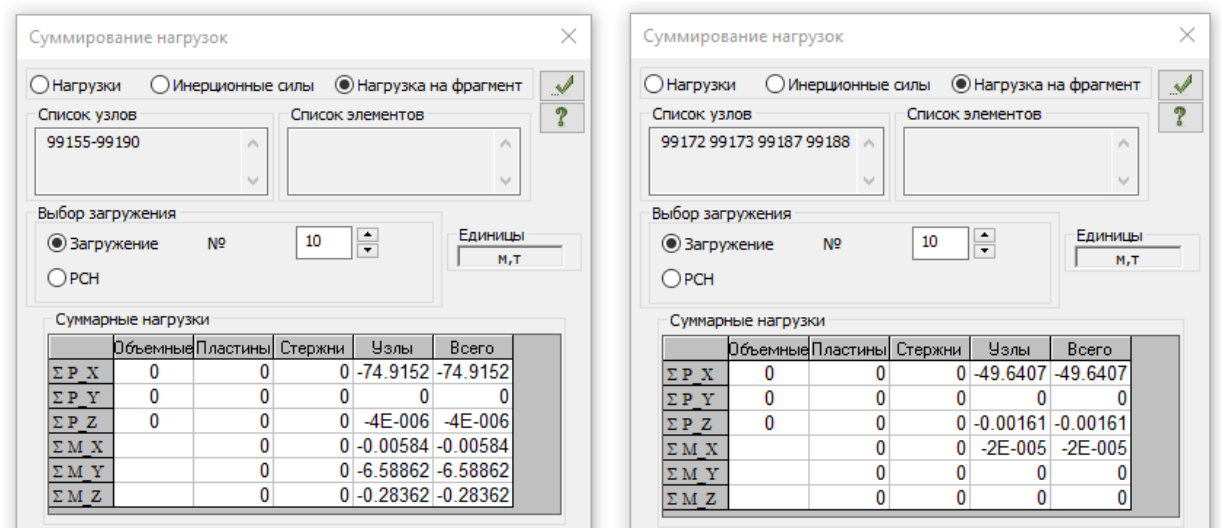


Рисунок 42 – Суммирование горизонтальных нагрузок во всех узлах и отдельно в подкосах соответственно

Считаем:  $49,64/74,92=0,66$ .

Вывод: подкосы в данной направлении воспринимает 66% горизонтальной нагрузки.

Рассмотрим узлы на той же отметки, на том же этаже, только вместо железобетонных подкосов в здании будут использованы диафрагмы жесткости толщиной 200 мм.

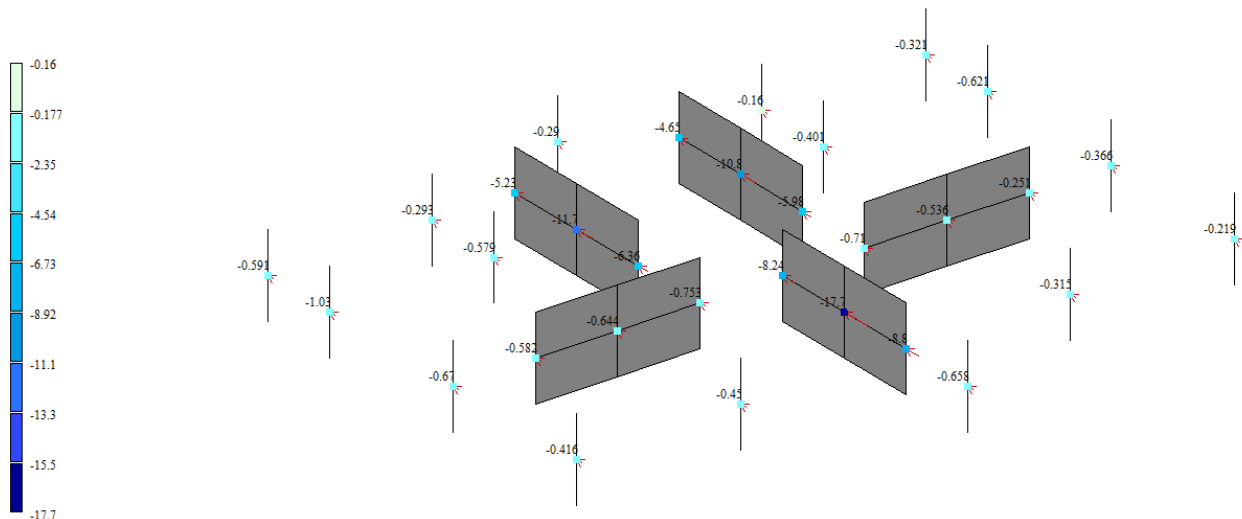


Рисунок 43 – Горизонтальные реакции от действия ветра вдоль цифровых осей

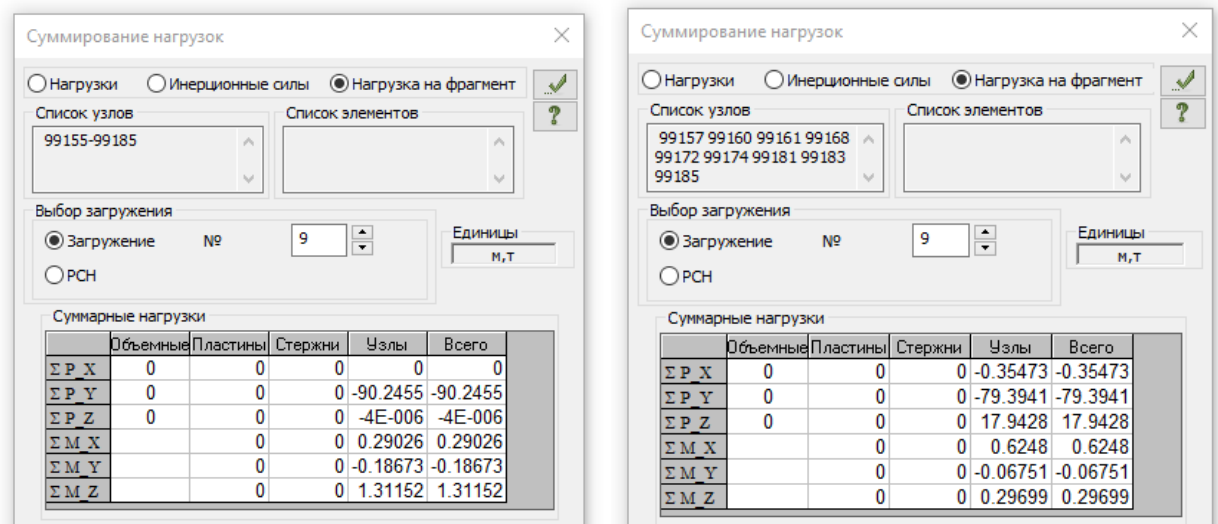


Рисунок 44 – Суммирование горизонтальных нагрузок во всех узлах и отдельно в диафрагмах жесткости соответственно

Считаем:  $79,39/90,25=0,78$ .

Вывод: диафрагмы жесткости в данной направлении воспринимает 78% горизонтальной нагрузки.

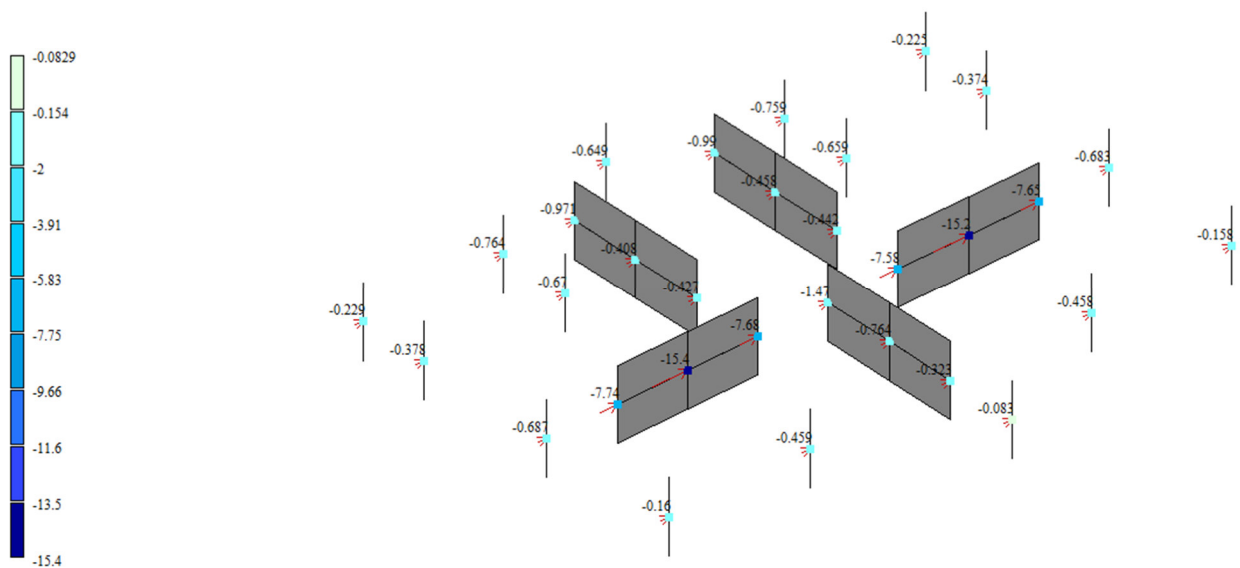


Рисунок 45 – Горизонтальные реакции от действия ветра вдоль буквенных осей

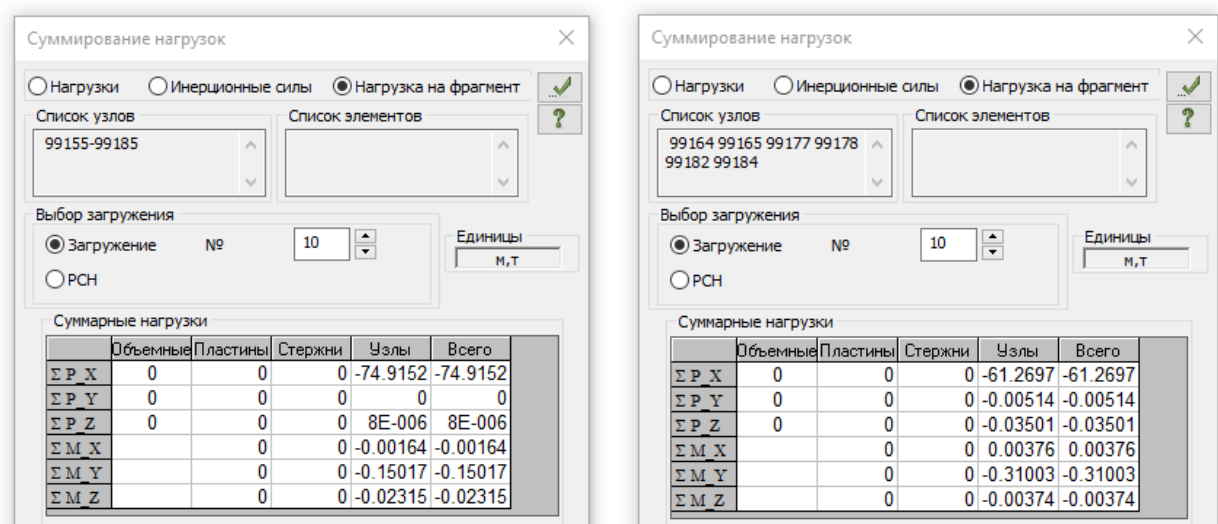


Рисунок 46 – Суммирование горизонтальных нагрузок во всех узлах и отдельно в диафрагмах жесткости соответственно

Считаем:  $61,26/74,92=0,82$ .

Вывод: диафрагмы жесткости в данной направлении воспринимает 82% горизонтальной нагрузки.

Исходя из данных расчётов можно сделать вывод что диафрагмы жесткости при данном сечении воспринимают на 3% вдоль цифровых осей и на 16% вдоль буквенных осей больше горизонтальных нагрузок чем подкосы.

## **7. Обеспечение пространственной жесткости каркаса**

При проектировании многоэтажных железобетонных зданий одной из главных задач является обеспечение достаточной жесткости здания для его комфортной и безопасной эксплуатации. Традиционно при проектировании, конструировании многоэтажных каркасных зданий пространственная жесткость и устойчивость обеспечивается путем установки диафрагм жесткости между колоннами в обоих направлениях. Данные конструкции предусмотрены на всю высоту здания. Качество такой компоновки жесткостных параметров здания может быть проверено выполнением модального анализа расчетной схемы. В настоящее время практика расчётного обоснования не регламентируется четкими нормами при определении расположения диафрагм жесткости в плане. Анализ собственных значений частот, периодов и форм собственных колебаний позволяет оценить статические и динамические характеристики сооружения. Можно получить обширную и достаточно точную информацию о динамических свойствах конструкции посредством использования программно-вычислительных комплексов. Анализ таких оценок позволит более обоснованно принимать те или иные конструктивные решения, уменьшить количество итераций, необходимое для принятия, в частности, оптимального выбора расстановки диафрагм жесткости в плане.

Чтобы показать влияние расположения диафрагм жесткости на плане здания, рассмотрим различное количество данных конструкций и расстановку их на различных участках плана здания. При этом не будем менять размеров её сечения.

### **7.1. Анализ влияния расстановки жесткостных конструкций на развитие горизонтальных перемещений сооружения**

Для нахождения момента инерции, центра тяжести и центра жесткости одного этажа воспользуемся инструментом «Найти центр» в программном комплексе «ЛИРА-САПР».

Определение центров тяжести и жесткости выполняется на основании расположения строго вертикальных элементов – колонн и стен.

Изменение порядка наивысших форм колебаний осуществляется в результате преобразования формы здания в плане.

*Схема №1 (Исходная)*

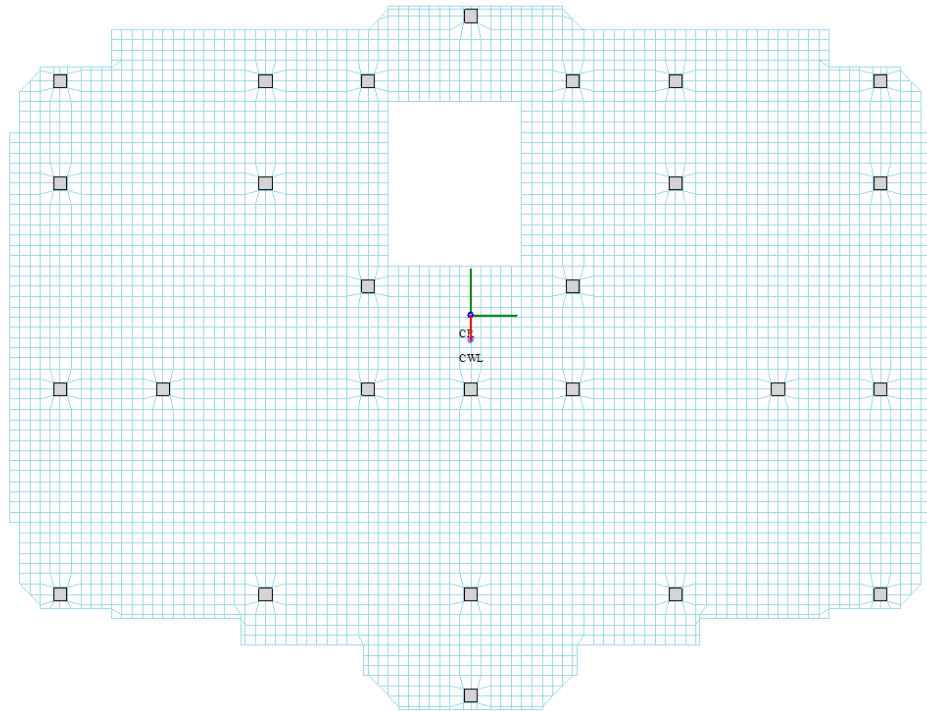


Рисунок 47 – Расстояние центра тяжести и центра жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 101837 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 101837 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 0,73 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_8 = 1,198 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_9 = 1,545 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Крутильная;
- 2) Изгибно-крутильная;
- 3) Изгибная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 182,3 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 142,5 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 7,04$$

$$+ \left[ \sum_{i=1}^s (13,7^2 + 0,165^2 + 0,0147^2 + 0,475^2 + 0,114^2 + 0,0006^2 + 0,0125^2 + 0,013^2) \right]^{1/2} = 20,8 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 11,4$$

$$+ \left[ \sum_{i=1}^s (13,9^2 + 14,7^2 + 0,0003^2 + 0,65^2 + 0,249^2 + 1,05^2 + 0,003^2 + 0,102^2) \right]^{1/2} = 31,6 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{s,\text{max}}^{\text{цифр}} = 0,187 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{s,\text{max}}^{\text{букв}} = 0,181 \text{ м/с}^2.$$

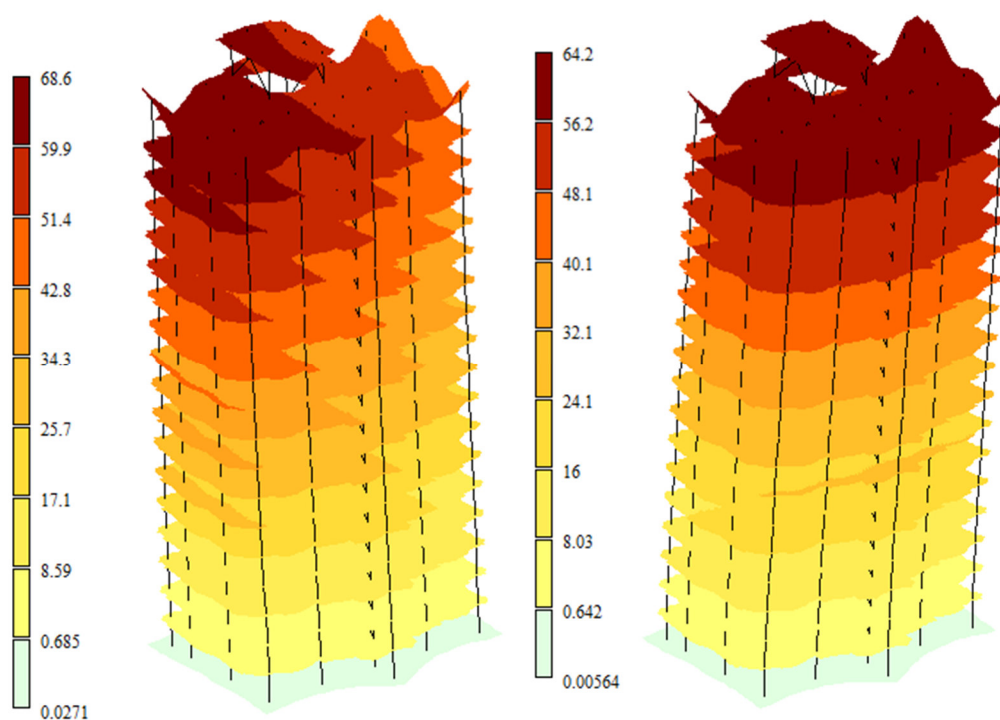


Рисунок 48 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно



Схема №2

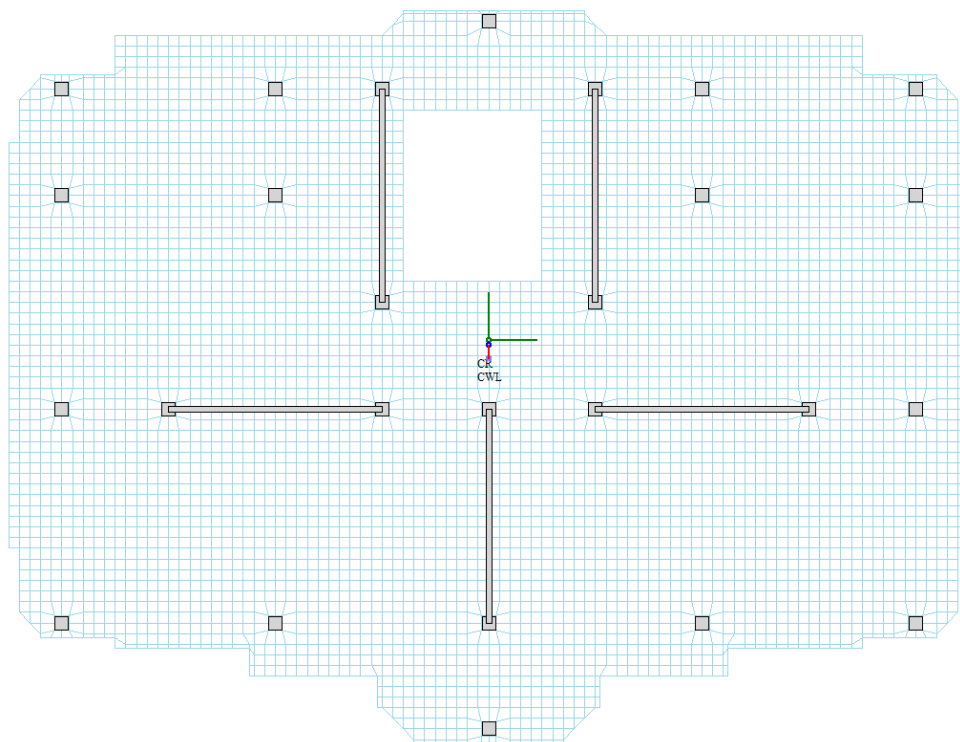


Рисунок 49 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 33149836 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 138557 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 0,38 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_4 = 0,649 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_5 = 1,305 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Крутильная;
- 2) Изгибно-крутильная;
- 3) Изгибная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 59,7 + \left[ \sum_{i=1}^s (14^2 + 0,0337^2 + 98,1^2 + 0,344^2) \right]^{1/2} = 158,9 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 56,7 + \left[ \sum_{i=1}^s (10,1^2 + 95,9^2 + 0,0065^2 + 0,254^2) \right]^{1/2} = 153,1 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 5,91 + \left[ \sum_{i=1}^s (11,2^2 + 0,214^2 + 0,0131^2 + 0,244^2) \right]^{1/2} = 17,1 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 10,2 + \left[ \sum_{i=1}^s (12,7^2 + 15,1^2 + 0,0003^2 + 0,358^2) \right]^{1/2} = 29,9 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{c,max}^{\text{цифр}} = 0,169 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{c,max}^{\text{букв}} = 0,166 \text{ м/с}^2.$$

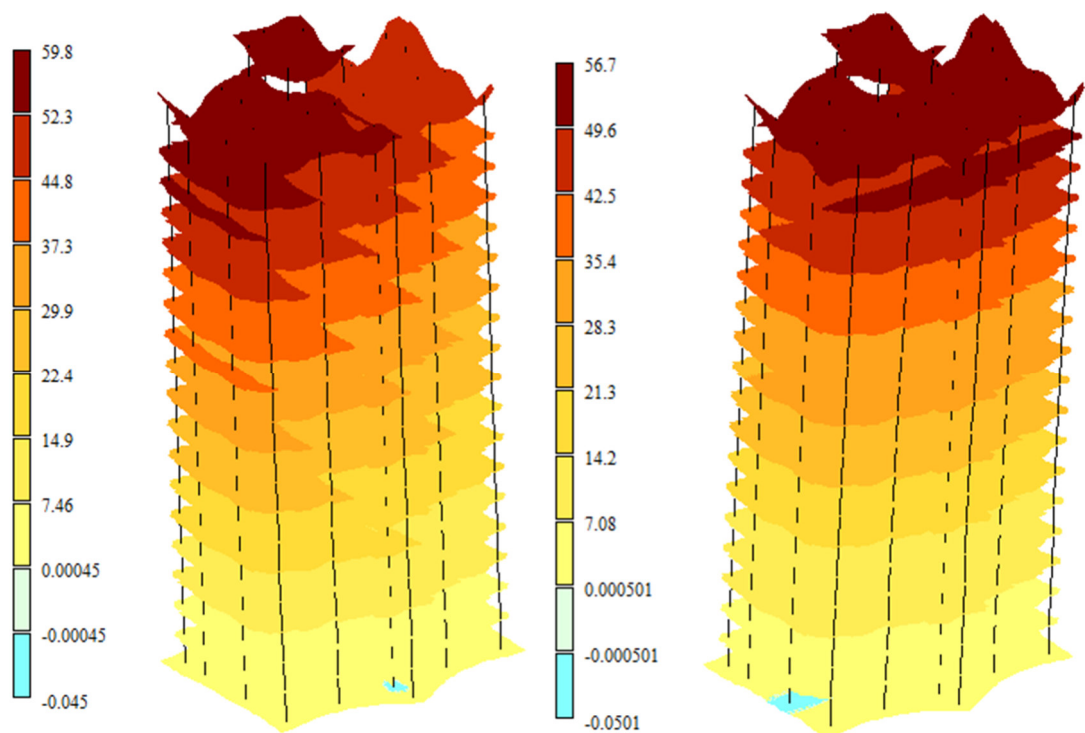


Рисунок 50 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно

Схема №3

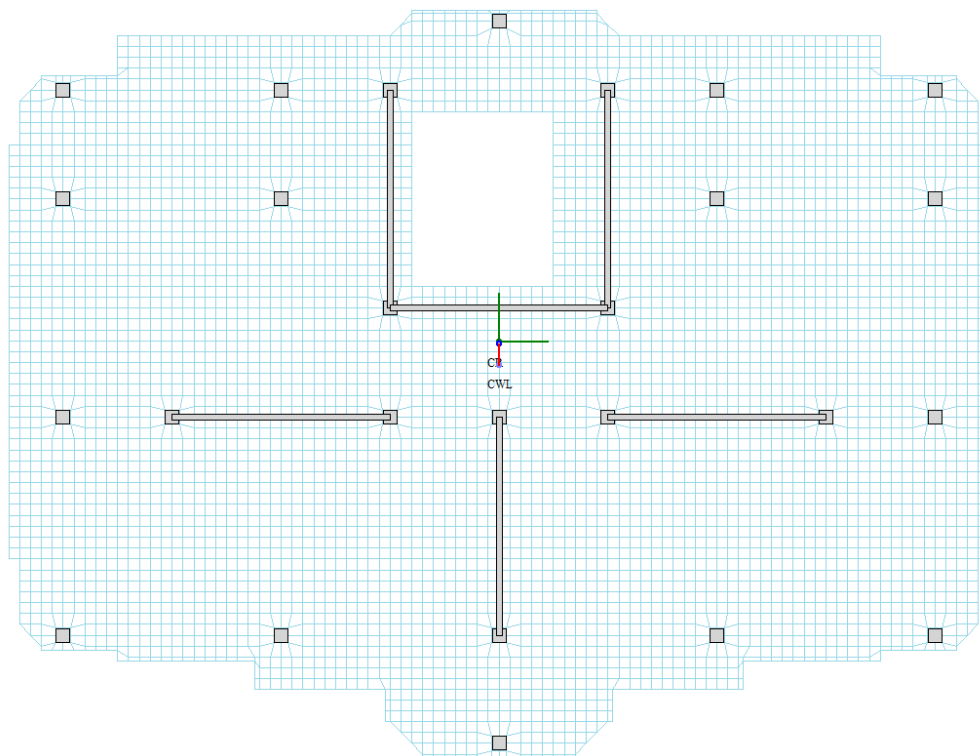


Рисунок 51 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 39759436 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 145901 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 0,58 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_4 = 0,677 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_5 = 1,421 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Крутильная;
- 2) Изгибная;
- 3) Изгибно-крутильная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 61,4 + \left[ \sum_{i=1}^s (13,7^2 + 96,6^2 + 0,0544^2 + 0,312^2) \right]^{1/2} = 159,0 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 40,8 + \left[ \sum_{i=1}^s (7,07^2 + 0,0009^2 + 58,8^2 + 0,113^2) \right]^{1/2} = 100,1 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 9,37 + \left[ \sum_{i=1}^s (10,8^2 + 0,225^2 + 0,0003^2 + 0,288^2) \right]^{1/2} = 20,2 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 5,34 + \left[ \sum_{i=1}^s (8,97^2 + 0,038^2 + 8,14^2 + 0,154^2) \right]^{1/2} = 17,5 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{c,max}^{\text{цифр}} = 0,165 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{c,max}^{\text{букв}} = 0,160 \text{ м/с}^2.$$

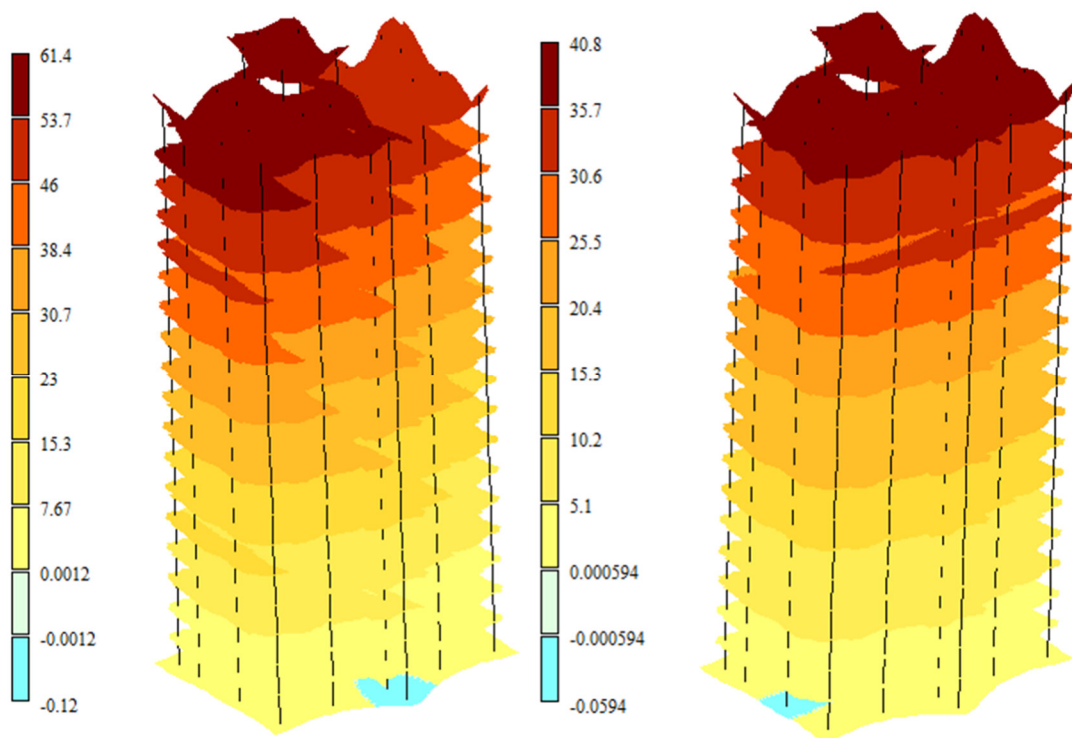


Рисунок 52 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно

Схема №4

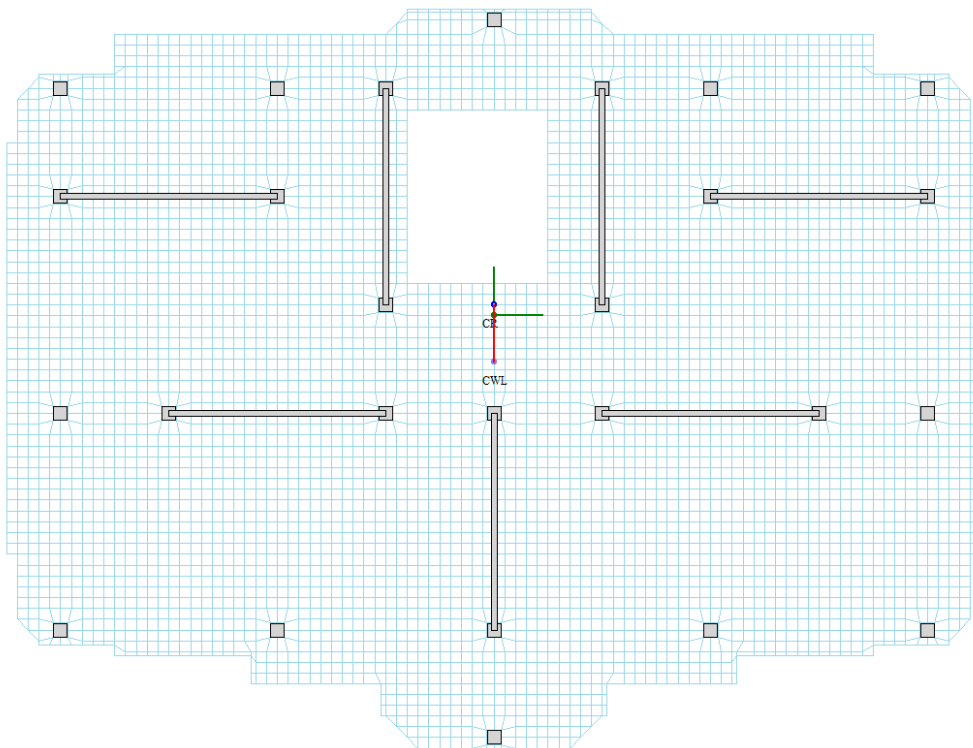


Рисунок 53 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 46369036 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 153245 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 1,58 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_4 = 0,848 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_5 = 1,367 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Крутильная;
- 2) Изгибная;
- 3) Изгибно-крутильная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 61,4 + \left[ \sum_{i=1}^s (11^2 + 95,7^2 + 0,0932^2 + 0,191^2) \right]^{1/2} = 157,7 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 58,2 + \left[ \sum_{i=1}^s (38,4^2 + 0,0001^2 + 72,1^2 + 0,833^2) \right]^{1/2} = 139,9 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 9,37 + \left[ \sum_{i=1}^s (10,1^2 + 0,176^2 + 0,55^2 + 0,179^2) \right]^{1/2} = 20,2 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 23,5 + \left[ \sum_{i=1}^s (41,7^2 + 0,0231^2 + 12,2^2 + 0,891^2) \right]^{1/2} = 66,9 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{s,max}^{\text{цифр}} = 0,159 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{s,max}^{\text{букв}} = 0,153 \text{ м/с}^2.$$

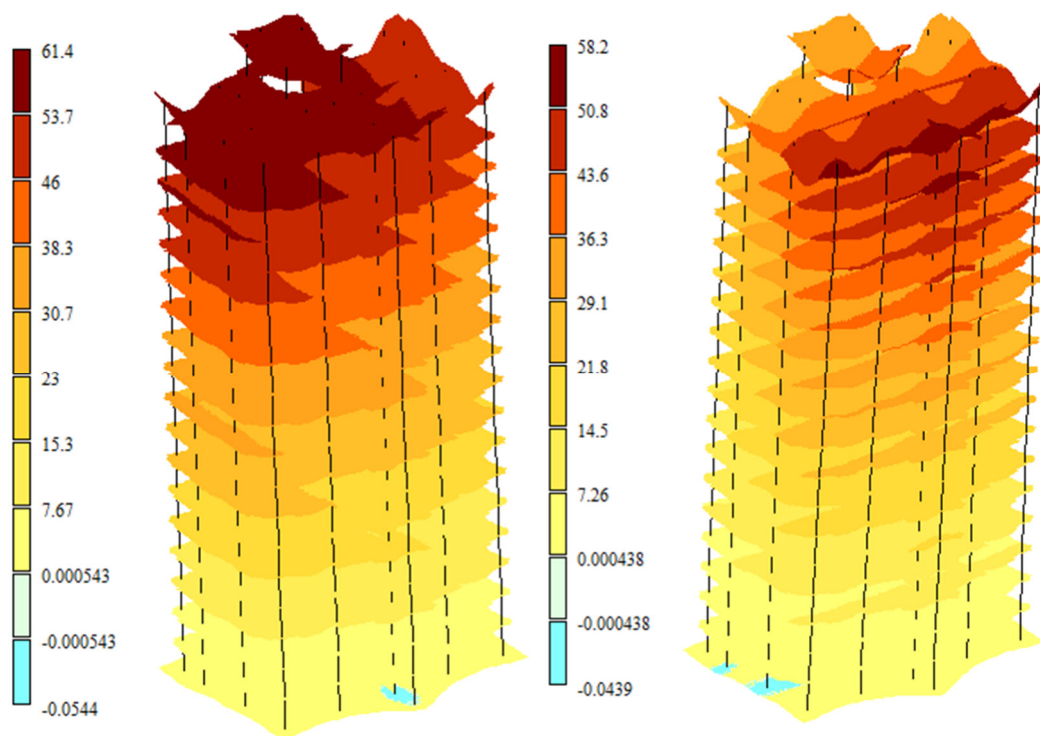


Рисунок 54 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно

Схема №5

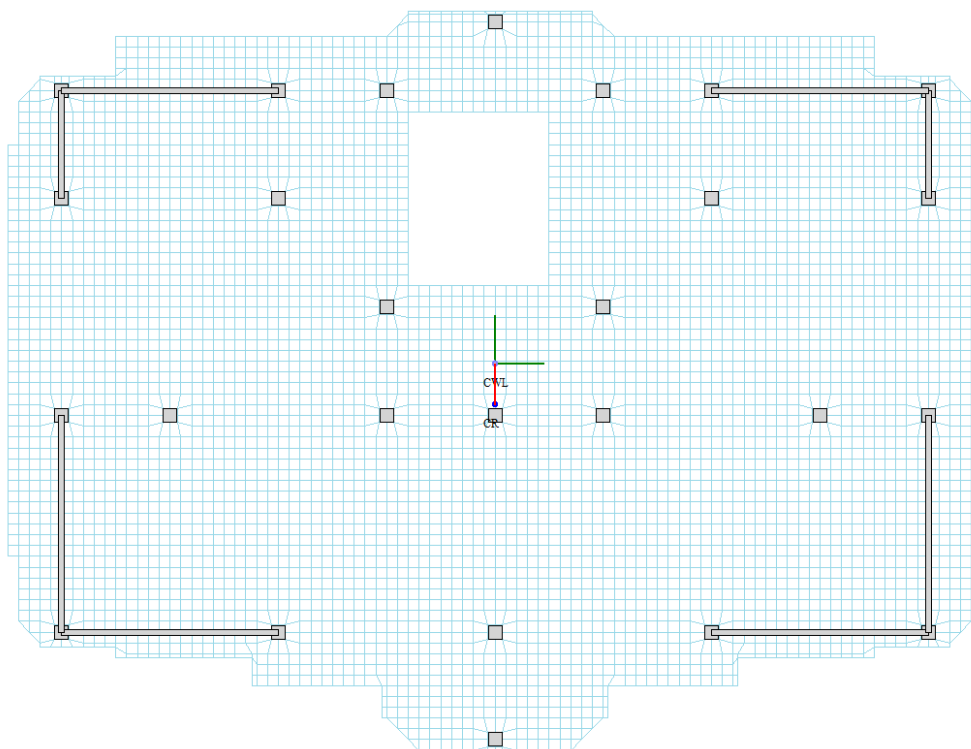


Рисунок 55 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 41411836 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 153245 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 1,11 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_3 = 0,398 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_5 = 1,369 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Изгибная;
- 2) Изгибная;
- 3) Крутильная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 79,2 + \left[ \sum_{i=1}^s (114^2 + 0,0014^2 + 2,6^2) \right]^{1/2} = 193,2 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 49,4 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,0004^2 + 76,3^2 + 2,65^2) \right]^{1/2} = 125,7 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 1,4 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,431^2 + 0,0439^2 + 2,15^2) \right]^{1/2} = 3,6 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 5,22 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,0974^2 + 2,56^2 + 3,22^2) \right]^{1/2} = 9,3 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{s,max}^{\text{цифр}} = 0,154 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{s,max}^{\text{букв}} = 0,137 \text{ м/с}^2.$$

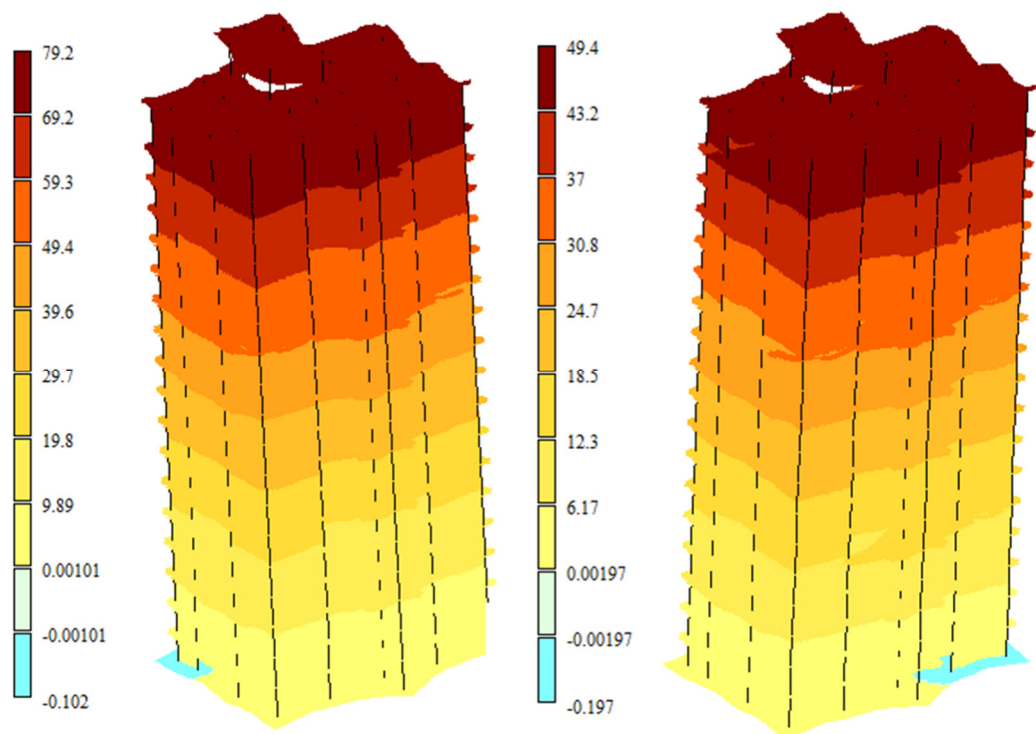


Рисунок 56 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно



Схема №6

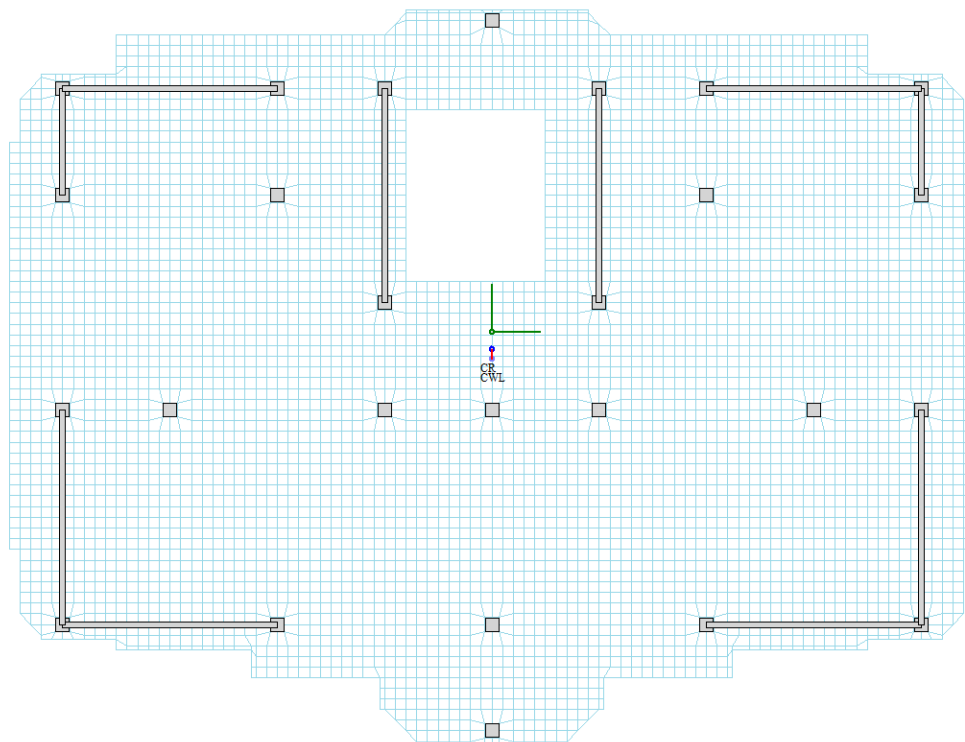


Рисунок 57 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 54631036 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 167933 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 0,27 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_3 = 0,398 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_5 = 1,390 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Изгибная;
- 2) Изгибная;
- 3) Крутильная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 64,7 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,199^2 + 82,9^2 + 2,5^2) \right]^{1/2} = 147,6 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 48,8 + \left[ \sum_{i=1}^s (72,8^2 + 0,1^2 + 3,12^2) \right]^{1/2} = 121,7 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 1,31 + \left[ \sum_{i=1}^s (3,13^2 + 3,15^2 + 2,09^2) \right]^{1/2} = 6,2 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 9,06 + \left[ \sum_{i=1}^s (4,63^2 + 2,64^2 + 3,73^2) \right]^{1/2} = 15,6 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{s,max}^{\text{цифр}} = 0,144 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{s,max}^{\text{букв}} = 0,127 \text{ м/с}^2.$$

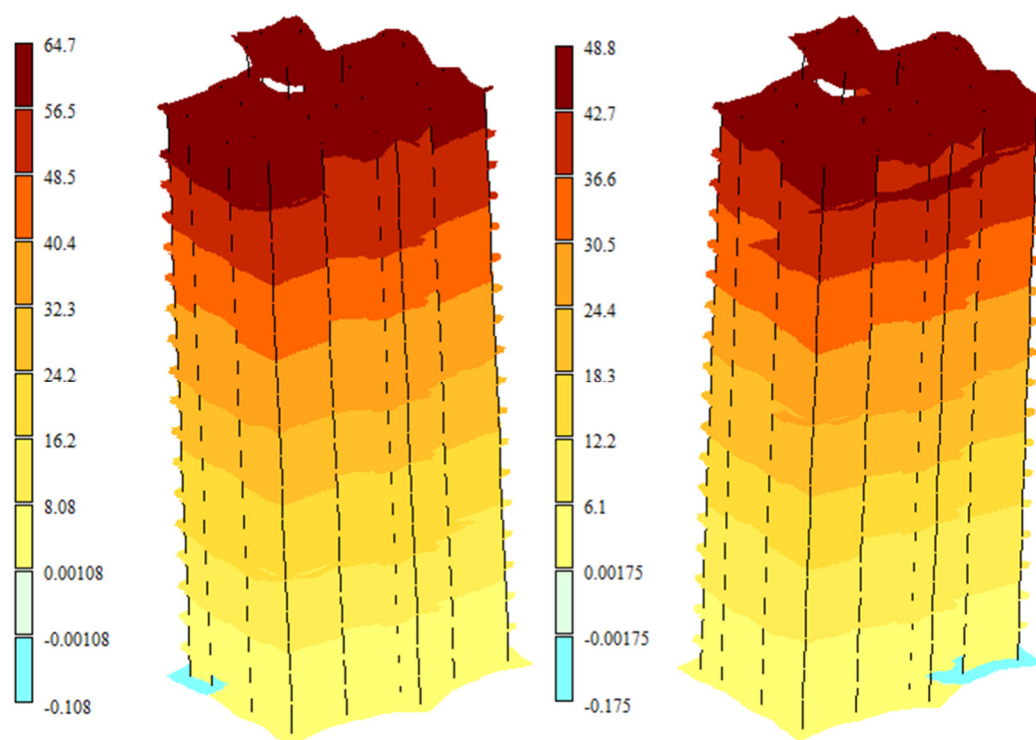


Рисунок 58 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно

Схема №7

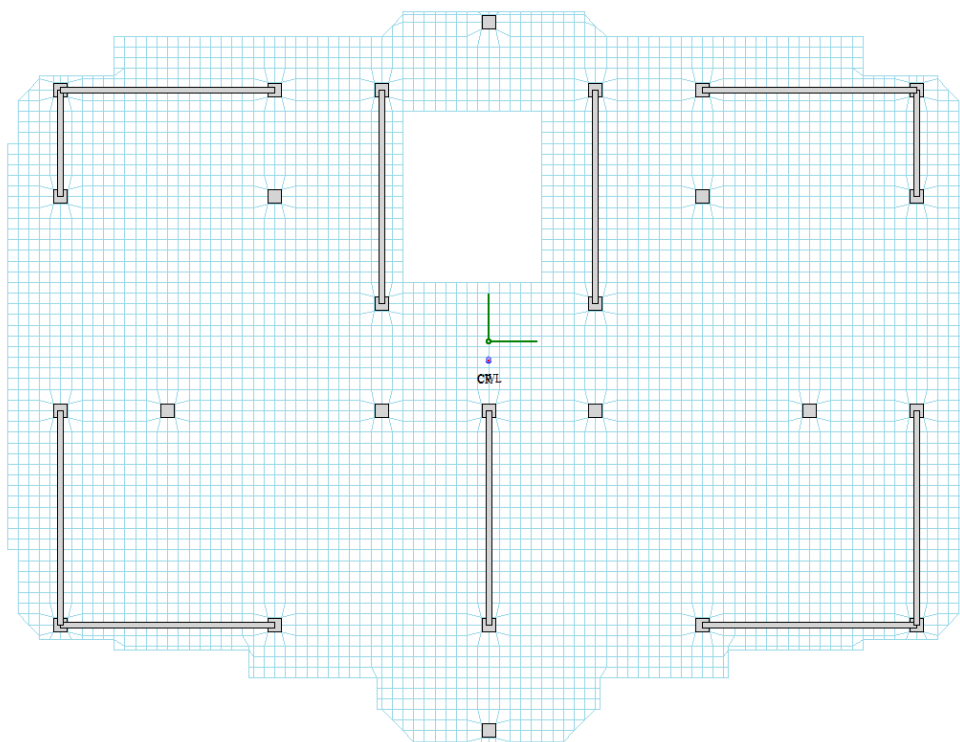


Рисунок 59 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 58231036 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 171933 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 0,03 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_3 = 0,398 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_5 = 1,393 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Изгибная;
- 2) Изгибная;
- 3) Крутильная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 49,3 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,008^2 + 65,8^2 + 2,5^2) \right]^{1/2} = 115,1 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 48,4 + \left[ \sum_{i=1}^s (72,2^2 + 0,0007^2 + 2,68^2) \right]^{1/2} = 120,6 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 1,27 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,288^2 + 0,381^2 + 2,09^2) \right]^{1/2} = 3,4 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 5,77 + \left[ \sum_{i=1}^s (2,04^2 + 0,124^2 + 3,23^2) \right]^{1/2} = 9,6 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{s,max}^{\text{цифр}} = 0,125 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{s,max}^{\text{букв}} = 0,141 \text{ м/с}^2.$$

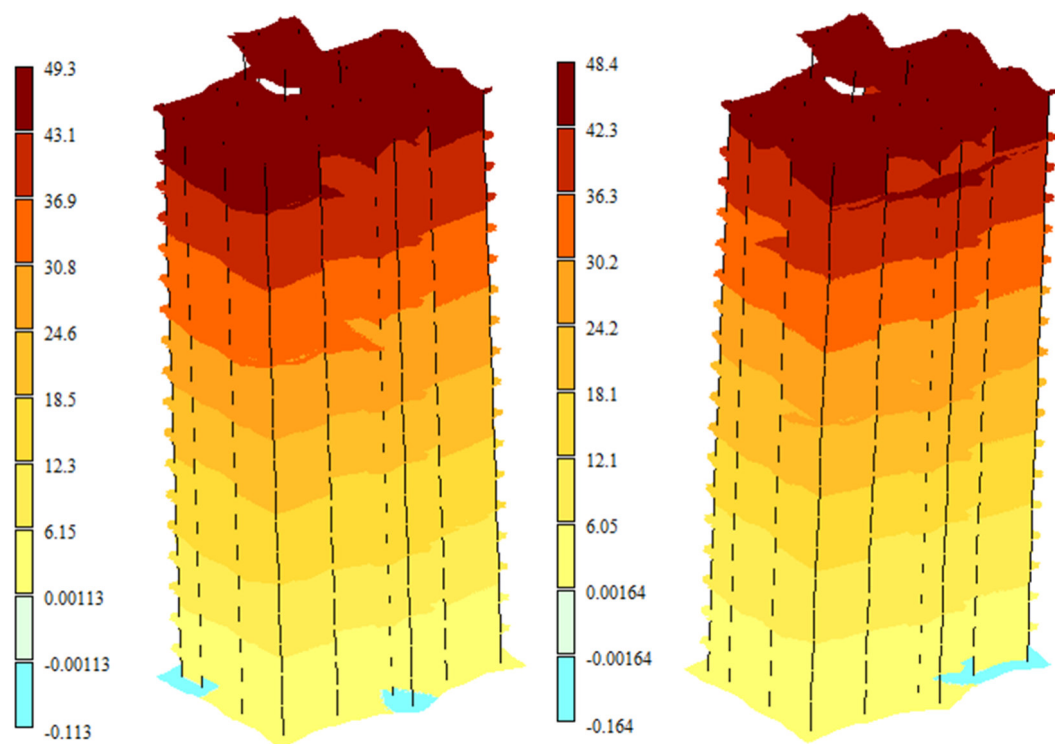


Рисунок 60 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно

Схема №8

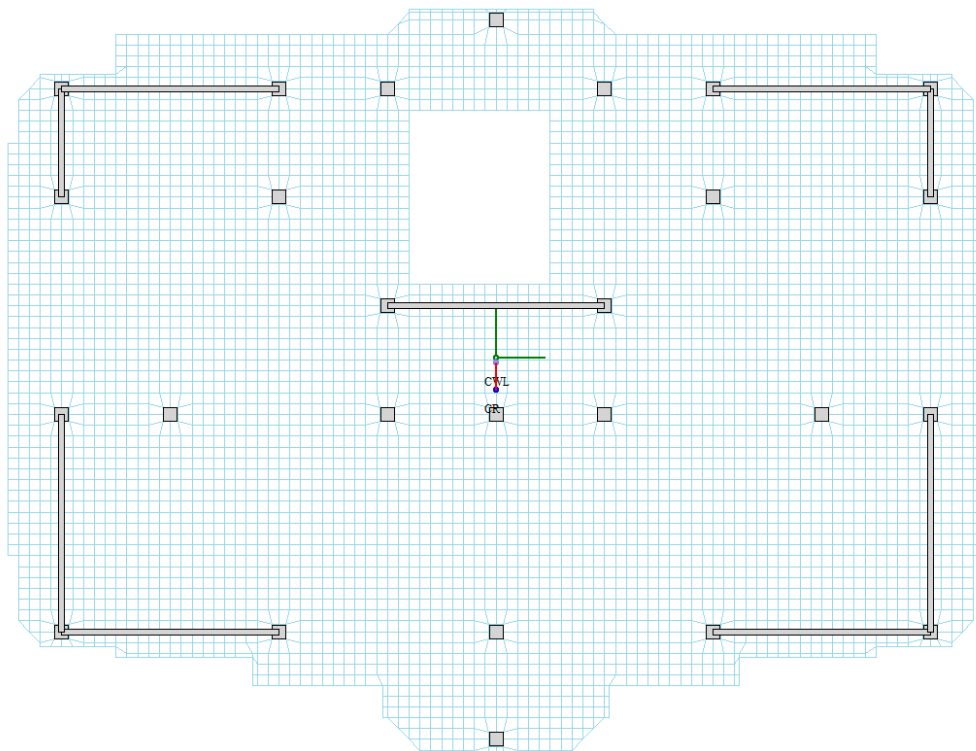


Рисунок 61 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 48021436 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 160589 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 0,74 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_3 = 0,400 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_5 = 1,438 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Изгибная;
- 2) Изгибная;
- 3) Крутильная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 78,9 + \left[ \sum_{i=1}^s (114^2 + 0,0021^2 + 2,58^2) \right]^{1/2} = 192,9 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 42,4 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,0014^2 + 61,6^2 + 0,23^2) \right]^{1/2} = 104,0 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 2,69 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,62^2 + 0,036^2 + 2,01^2) \right]^{1/2} = 4,8 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 4,07 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,249^2 + 3,6^2 + 0,296^2) \right]^{1/2} = 7,7 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{s,max}^{\text{цифр}} = 0,151 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{s,max}^{\text{букв}} = 0,137 \text{ м/с}^2.$$

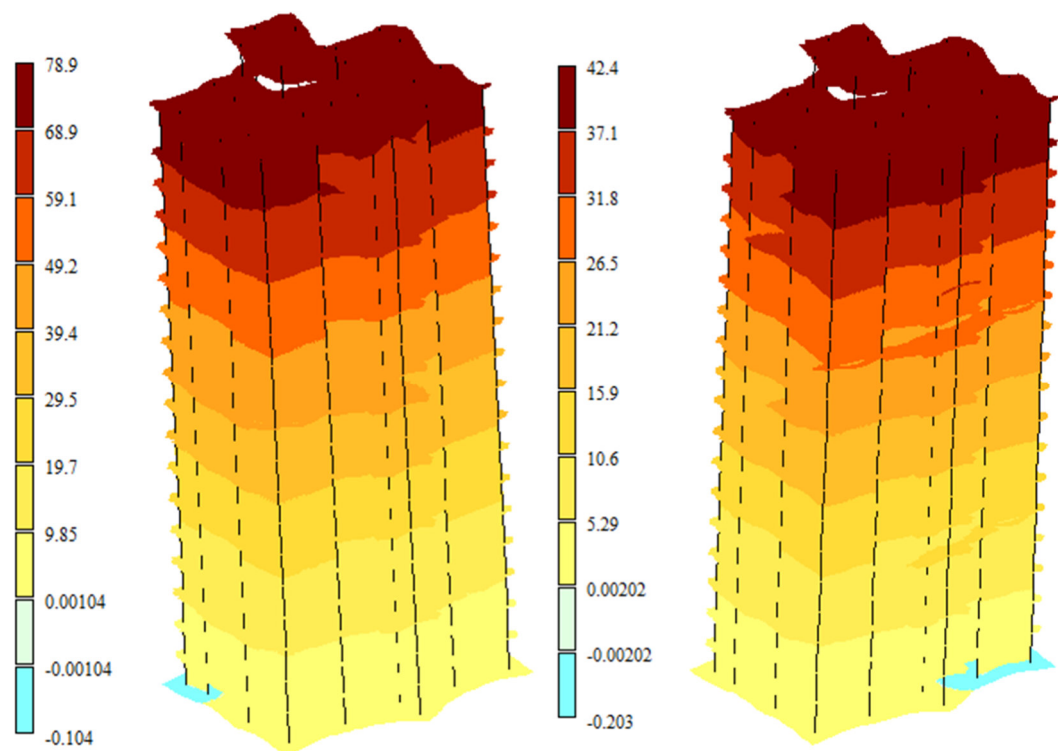


Рисунок 62 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно

Схема №9

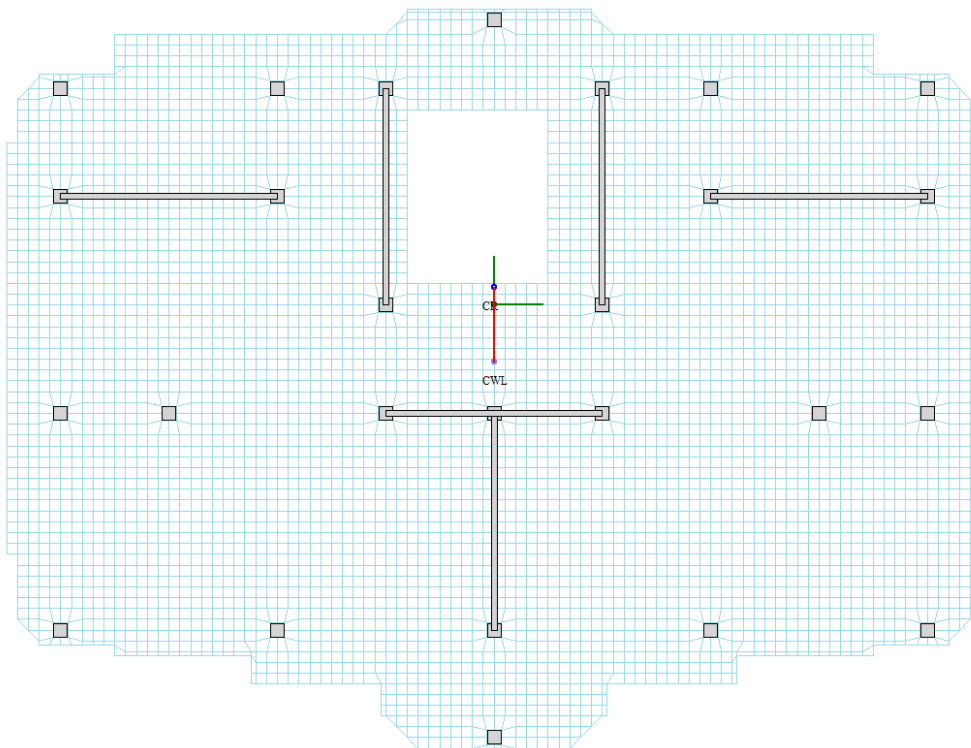


Рисунок 63 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 39759436 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 145901 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 2,08 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_4 = 0,797 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_5 = 1,369 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Крутильная;
- 2) Изгибная;
- 3) Изгибно-крутильная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 62,4 + \left[ \sum_{i=1}^s (11,2^2 + 96,6^2 + 0,874^2 + 0,21^2) \right]^{1/2} = 159,7 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 75,1 + \left[ \sum_{i=1}^s (61,5^2 + 0,0273^2 + 91,5^2 + 1,55^2) \right]^{1/2} = 185,6 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 3,53 + \left[ \sum_{i=1}^s (11,1^2 + 1,86^2 + 3,22^2 + 0,212^2) \right]^{1/2} = 20,2 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 25,5 + \left[ \sum_{i=1}^s (62,0^2 + 1,42^2 + 24,8^2 + 1,53^2) \right]^{1/2} = 37,2 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{s,max}^{\text{цифр}} = 0,163 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{s,max}^{\text{букв}} = 0,162 \text{ м/с}^2.$$

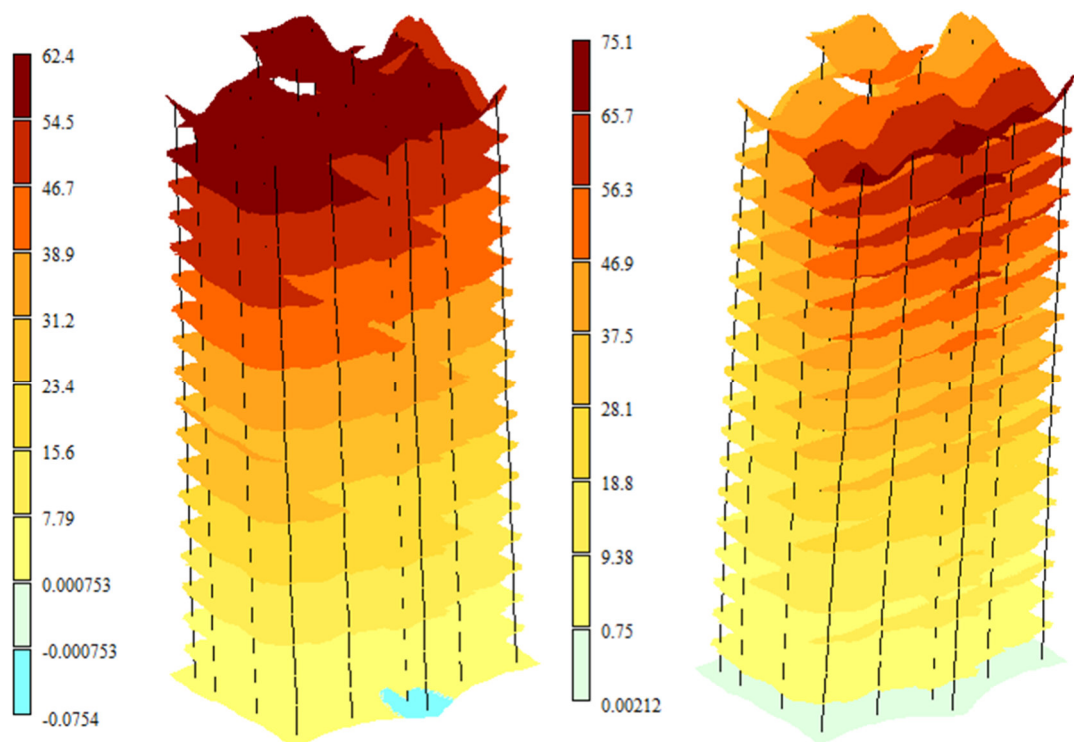


Рисунок 64 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно



Схема №10

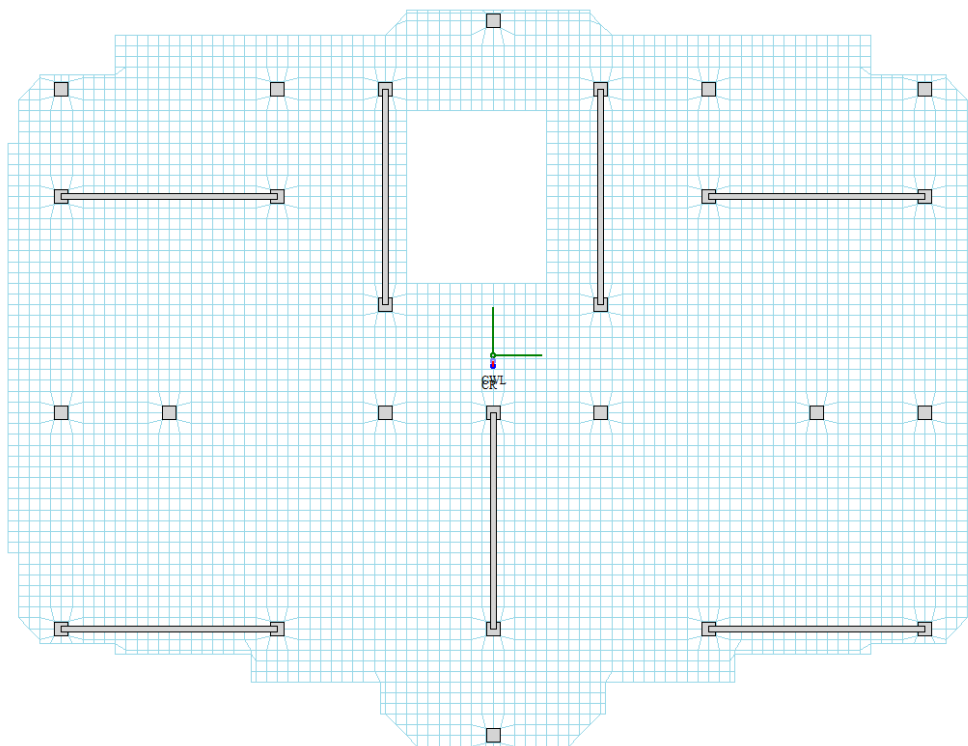


Рисунок 65 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 46369036 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 153245 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 0,13 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_3 = 0,263 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_4 = 1,210 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Крутильная;
- 2) Изгибная;
- 3) Изгибная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 69,4 + \left[ \sum_{i=1}^s (7,94^2 + 0,0052^2 + 93,8^2) \right]^{1/2} = 163,5 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 56,3 + \left[ \sum_{i=1}^s (4,26^2 + 85,2^2 + 0,0011^2) \right]^{1/2} = 185,6 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 4,67 + \left[ \sum_{i=1}^s (6,35^2 + 0,188^2 + 0,465^2) \right]^{1/2} = 11,1 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 11 + \left[ \sum_{i=1}^s (5,33^2 + 2,37^2 + 0,228^2) \right]^{1/2} = 37,2 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{s,max}^{\text{цифр}} = 0,155 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{s,max}^{\text{букв}} = 0,138 \text{ м/с}^2.$$

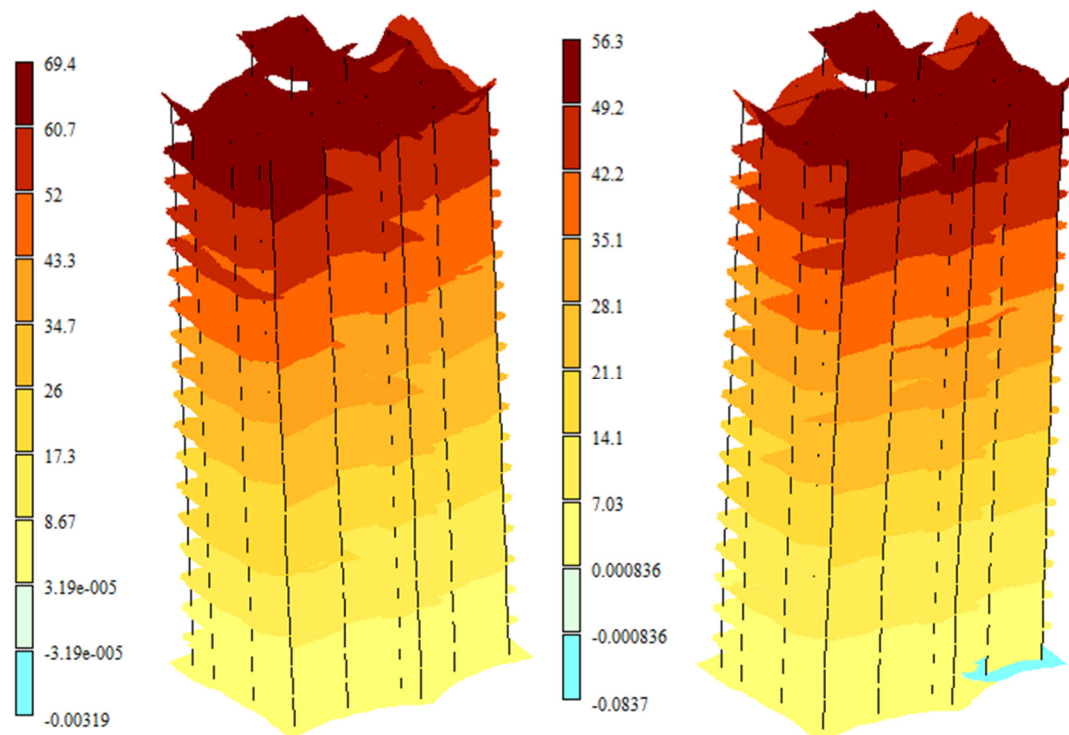


Рисунок бб – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно

Схема №11

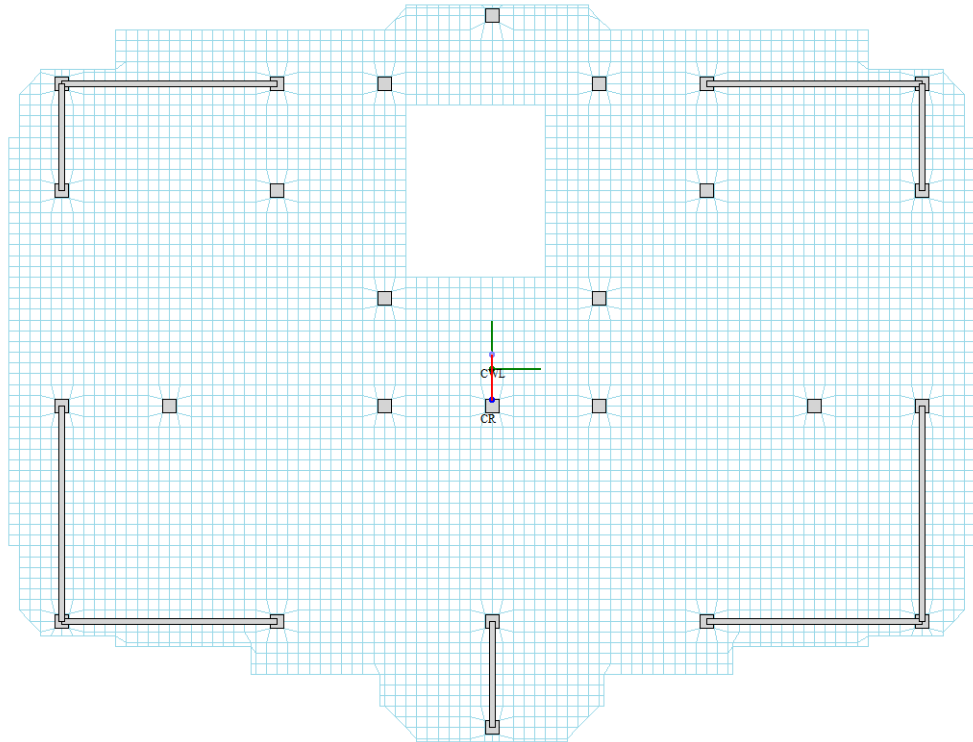


Рисунок 67 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 42238036 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 156917 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 1,27 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_3 = 0,397 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_4 = 1,371 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Изгибная;
- 2) Изгибная;
- 3) Крутильная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 78,6 + \left[ \sum_{i=1}^s (109^2 + 0,0005^2 + 2,59^2) \right]^{1/2} = 187,6 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 49,1 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,0002^2 + 75,6^2 + 2,2^2) \right]^{1/2} = 124,7 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 1,37 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,44^2 + 0,0185^2 + 2,11^2) \right]^{1/2} = 5,8 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 7,64 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,11^2 + 2,38^2 + 2,7^2) \right]^{1/2} = 11,2 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{s,max}^{\text{цифр}} = 0,158 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{s,max}^{\text{букв}} = 0,165 \text{ м/с}^2.$$

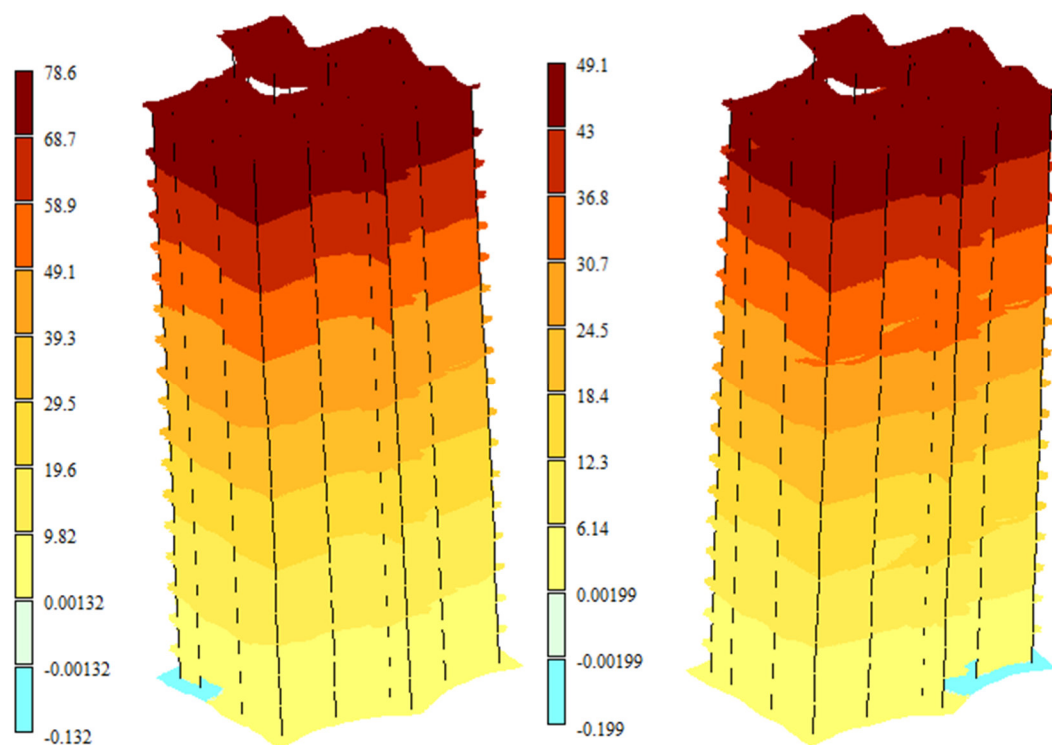


Рисунок 68 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно

## Схема №12

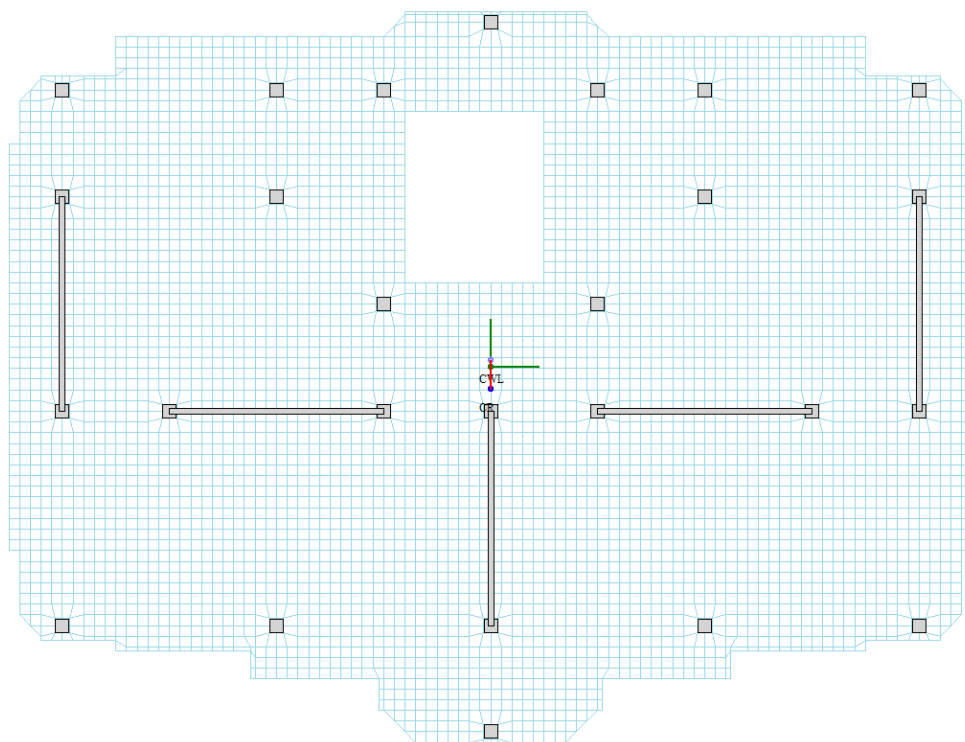


Рисунок 69 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 33149836 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 138557 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 0,81 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_3 = 0,309 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_4 = 1,288 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Изгибно-крутильная;
- 2) Изгибная;
- 3) Изгибно-крутильная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 67,9 + \left[ \sum_{i=1}^s (1,68^2 + 95,4^2 + 3,49^2) \right]^{1/2} = 163,4 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 61,0 + \left[ \sum_{i=1}^s (98,3^2 + 0,026^2 + 57,6^2) \right]^{1/2} = 174,9 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 3,07 + \left[ \sum_{i=1}^s (2,67^2 + 1,77^2 + 4,75^2) \right]^{1/2} = 8,8 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 14,0 + \left[ \sum_{i=1}^s (62^2 + 1,38^2 + 42,3^2) \right]^{1/2} = 89,1 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{s,max}^{\text{цифр}} = 0,180 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{s,max}^{\text{букв}} = 0,162 \text{ м/с}^2.$$

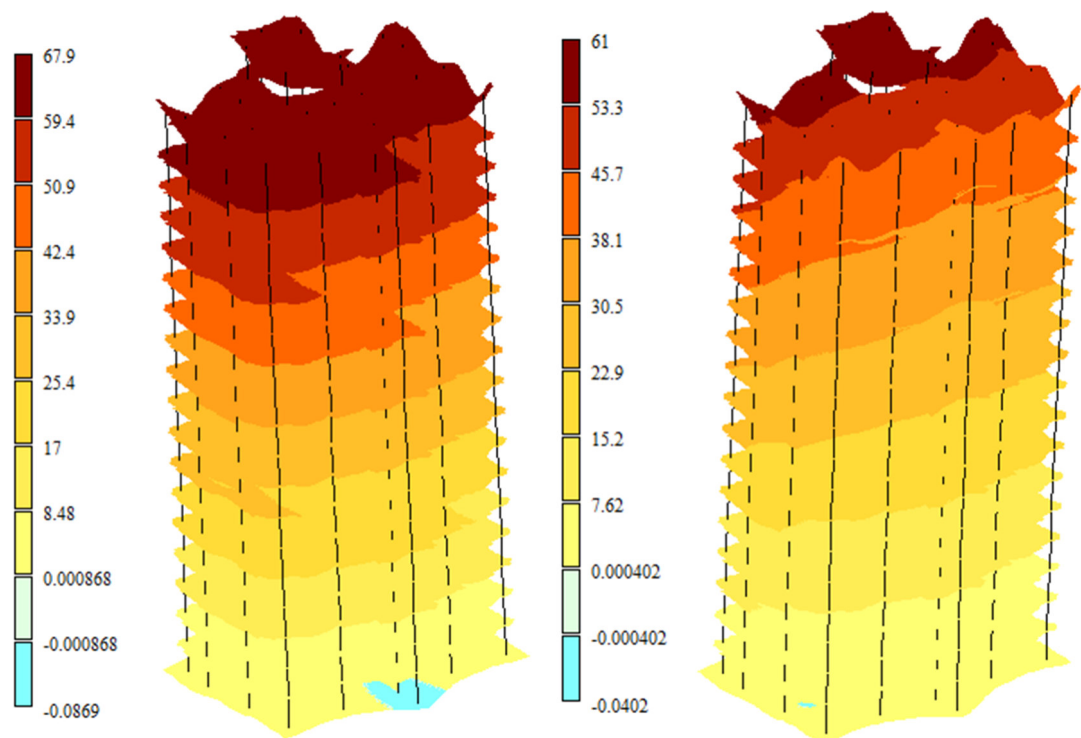


Рисунок 70 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно

### Схема №13

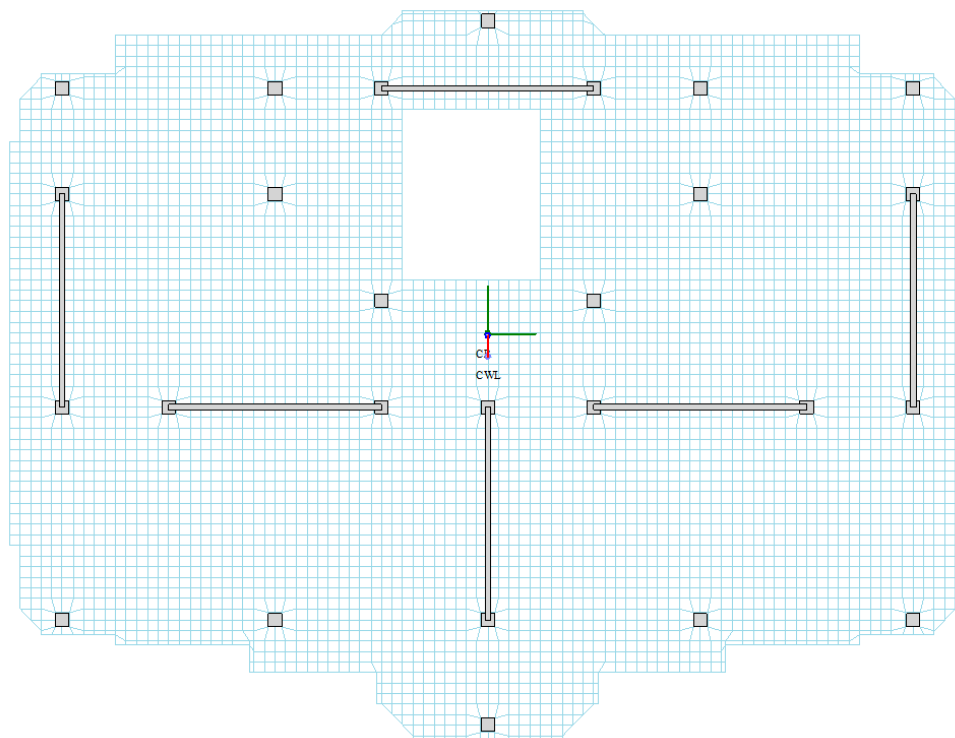


Рисунок 71 – Расстояние между центром масс и центром жесткости этажа

Момент инерции относительно цифровых осей:  $I_{max} = 39759436 \text{ м}^4$ ;

Момент инерции относительно буквенных осей:  $I_{min} = 145901 \text{ м}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести CWL до центра жесткости CR этажа: 0,58 м.

Учитываемое количество форм колебаний:

$$f_3 = 0,310 \text{ Гц} < f_{lim} = 1,2 \text{ Гц} < f_4 = 1,421 \text{ Гц}$$

Последовательность собственных форм колебания:

- 1) Изгибная;
- 2) Изгибно-крутильная;
- 3) Крутильная.

При этом горизонтальные перемещения от действия полных ветровых нагрузок равны:

$$X_{цифр}^y = 71,5 + \left[ \sum_{i=1}^s (94,3^2 + 0,895^2 + 4,02^2) \right]^{1/2} = 165,9 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^x = 46,9 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,0071^2 + 75,7^2 + 43,6^2) \right]^{1/2} = 134,3 \text{ мм};$$

$$X_{\text{цифр}}^x = 6,95 + \left[ \sum_{i=1}^s (1,01^2 + 1,89^2 + 4,78^2) \right]^{1/2} = 12,2 \text{ мм};$$

$$X_{\text{букв}}^y = 5,28 + \left[ \sum_{i=1}^s (0,666^2 + 35,8^2 + 36,8^2) \right]^{1/2} = 56,6 \text{ мм}.$$

Ускорение последнего жилого этажа:

$$a_{s,max}^{\text{цифр}} = 0,154 \text{ м/с}^2;$$

$$a_{s,max}^{\text{букв}} = 0,154 \text{ м/с}^2.$$

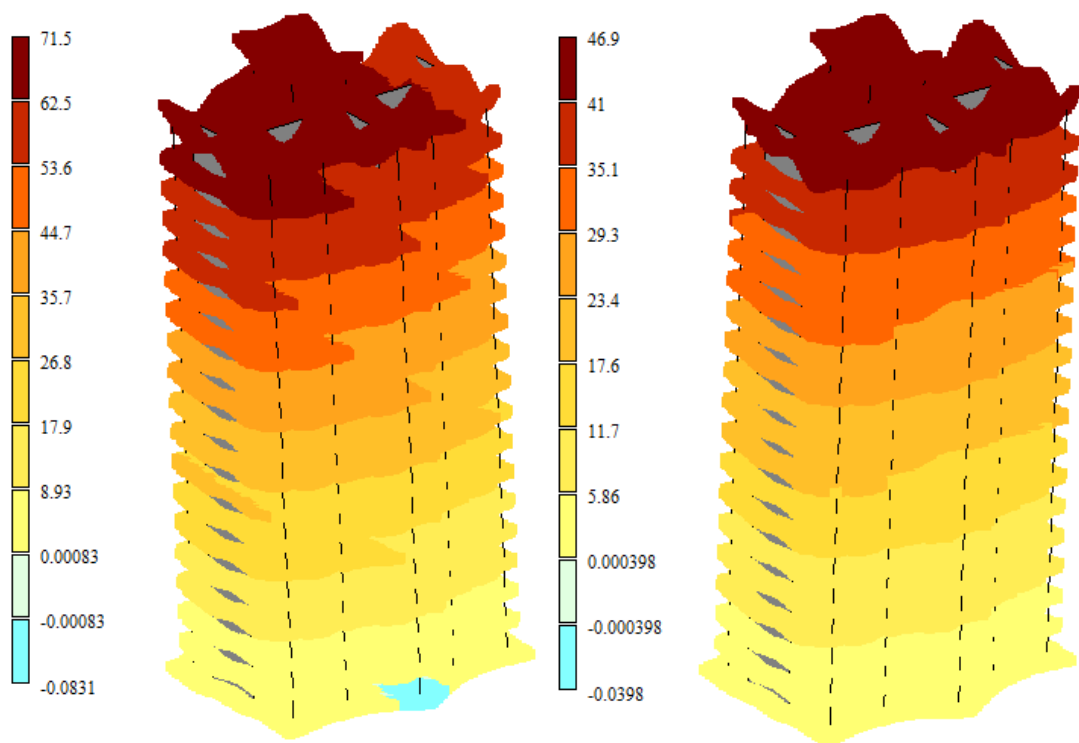


Рисунок 72 – Горизонтальные перемещения от статического действия ветровой нагрузки вдоль цифровых и буквенных осей соответственно

Полученные результаты расчёта всех схем расположения жесткостных конструкций сведены в таблицу 10.



Таблица 10

№ Схемы	Раст. ц.ж - ц.т, м	$I_{max},$ м <sup>4</sup>	$I_{min},$ м <sup>4</sup>	$X_{цифр}^y,$ мм	$X_{букв}^x,$ мм	$X_{цифр}^x,$ мм	$X_{букв}^y,$ мм	$a_{с,мах}^{цифр},$ м/с <sup>2</sup>	$a_{с,мах}^{букв},$ м/с <sup>2</sup>	1-ая форма	2-ая форма	3-ая форма	Кол. учит. форм	Частота крут. формы, Гц	Вид в плане
7	0,03	58231036	171933	115,1	120,6	3,4	9,6	0,141	0,125	И	И	К	3	0,398 (3)	Закрытое сечение
10	0,13	46369036	153245	163,5	185,6	11,1	37,2	0,155	0,138	К	И	И	3	0,229 (1)	Открытое сечение
6	0,27	54631036	167933	147,6	121,7	6,2	15,6	0,144	0,127	И	И	К	3	0,398 (3)	Закрытое сечение
2	0,38	33149836	138557	158,9	153,1	17,1	29,9	0,169	0,166	К	ИК	И	4	0,182 (1)	Открытое сечение
3	0,58	39759436	145901	159,0	100,1	20,2	17,5	0,165	0,160	К	И	ИК	4	0,184 (1)	Открытое сечение
13	0,58	39759436	145901	165,9	134,3	12,2	56,6	0,154	0,154	И	ИК	К	3	0,310 (3)	Открытое сечение
1	0,73	101837	101837	182,3	142,5	20,8	31,6	0,187	0,181	К	ИК	И	8	0,171 (1)	Подкосы
8	0,74	48021436	160589	192,9	104,0	4,8	7,7	0,151	0,137	И	И	К	3	0,400 (3)	Закрытое сечение
12	0,81	33149836	138557	163,4	174,9	8,8	89,1	0,180	0,162	ИК	И	ИК	3	0,245 (1)	Открытое сечение
5	1,11	41411836	153245	193,2	125,7	3,6	9,3	0,154	0,137	И	И	К	3	0,398 (3)	Закрытое сечение
11	1,27	42238036	156917	187,6	124,7	5,8	11,2	0,152	0,135	И	И	К	3	0,397 (3)	Закрытое сечение
4	1,58	46369036	153245	157,7	139,9	20,2	66,9	0,159	0,153	К	И	ИК	4	0,200 (1)	Открытое сечение
9	2,08	39759436	145901	159,7	185,6	20,2	37,2	0,163	0,162	К	И	ИК	4	0,197 (1)	Открытое сечение

Как видно из вышеуказанных данных меня количество и схему расстановки жесткостных конструкции можно получить кардинально различающиеся значения перемещений.

В соответствии с теорией строительной механики стержни открытого сечения фактически не работают на кручение. Наоборот, стержни с поперечным сечением в виде закрытого профиля обладают высокой сопротивляемостью кручению. В рассматриваемом в данной работе случае здание при работе на горизонтальные воздействия (ветровое статическое и пульсационное воздействие) по принципу работы представляет собой стержень, жестко защемленный в основании со свободным верхним концом – консоль. Соответственно вертикальные конструкции типового этажа – колонны и устои жесткости (связи, диафрагмы) представляют собой поперечное сечение.

Проанализируем показатели прочности и жесткости открытой и закрытой схемы расстановки жесткостных конструкций. Для общего случая получение точного результата затруднено, да и к тому же в этом нет необходимости. Достаточно установления порядка величин и их сравнения.

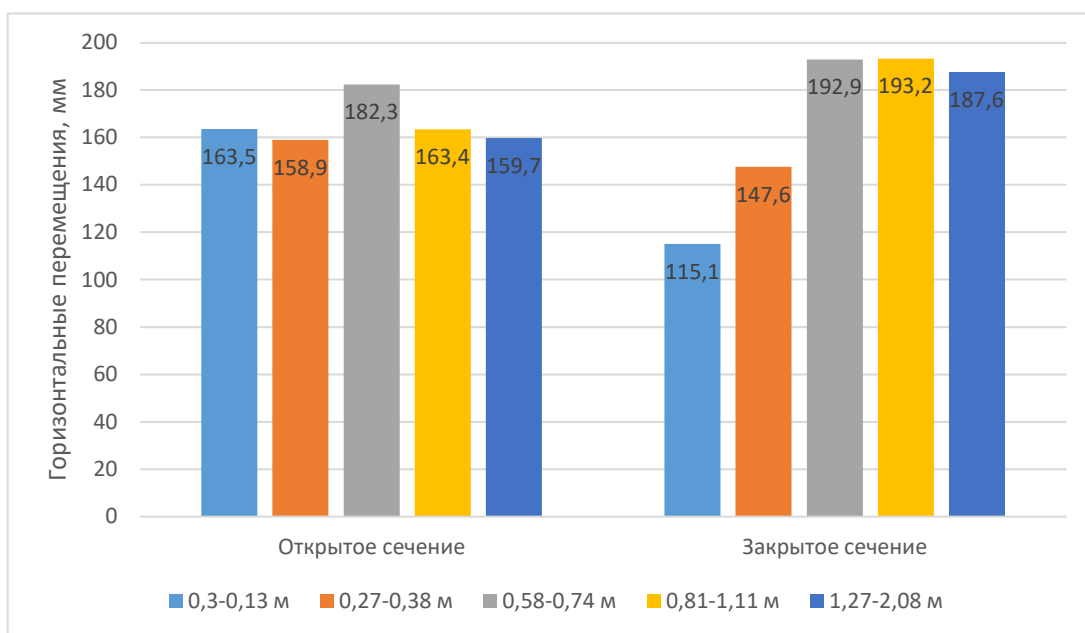


Рисунок 73 – Сравнение горизонтальных перемещений вдоль цифровых осей от действия ветра вдоль цифровых осей  $X_{цифр}^y$

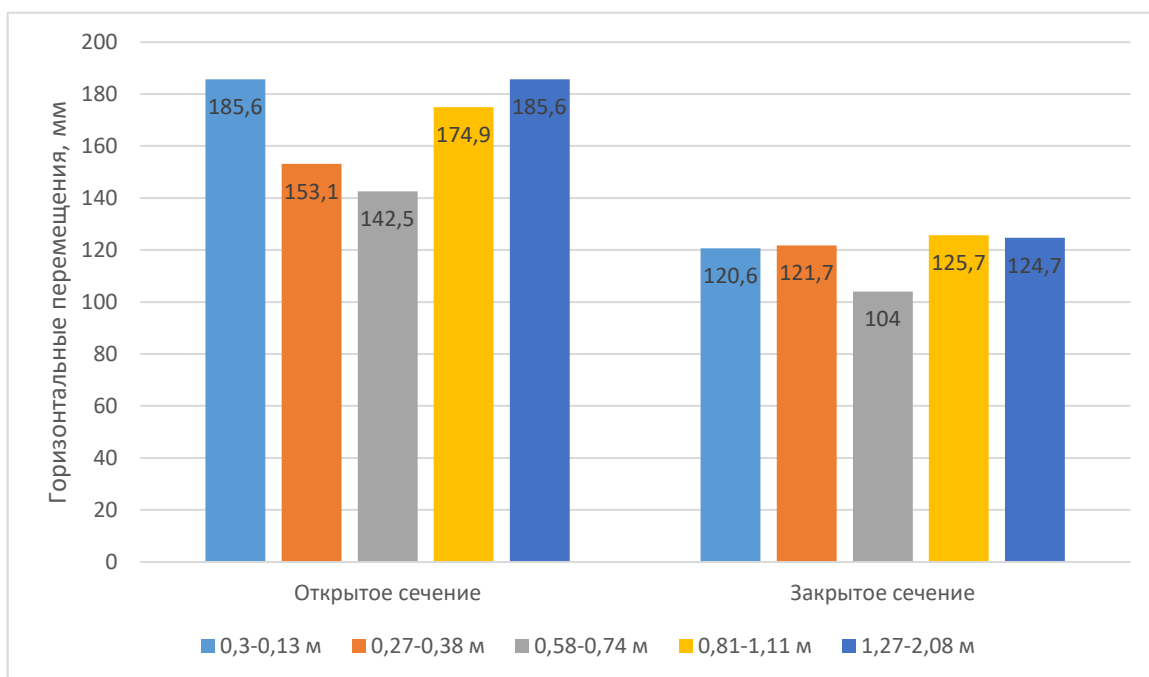


Рисунок 74 – Сравнение горизонтальных перемещений вдоль буквенных осей от действия ветра вдоль буквенных осей  $X_{букв}^x$

Вследствие того, что план здания симметричен в данном направлении и расположение жестких конструкций, как и приложение горизонтальной нагрузки (статической и динамической), является так же симметричными, единственным фактором влияющим на величину горизонтальных перемещений  $X_{цифр}^y$  приходится общая жесткость здания (сечение колонн, количество диафрагм жесткости и подкосов в данном направлении).

Наоборот, здание представляет собой несимметричную схему в плане, относительно цифровых осей, вследствие чего на значение горизонтального перемещения  $X_{букв}^x$  от действия ветра, кроме общей жесткости здания, оказывает влияние схема расстановки диафрагм жесткости т.к. кроме горизонтальных перемещений в направлении действия нагрузки, возникают перемещения в перпендикулярном направлении см. рис. Работа сооружения при закрытой схеме в плане улучшается на 30%.

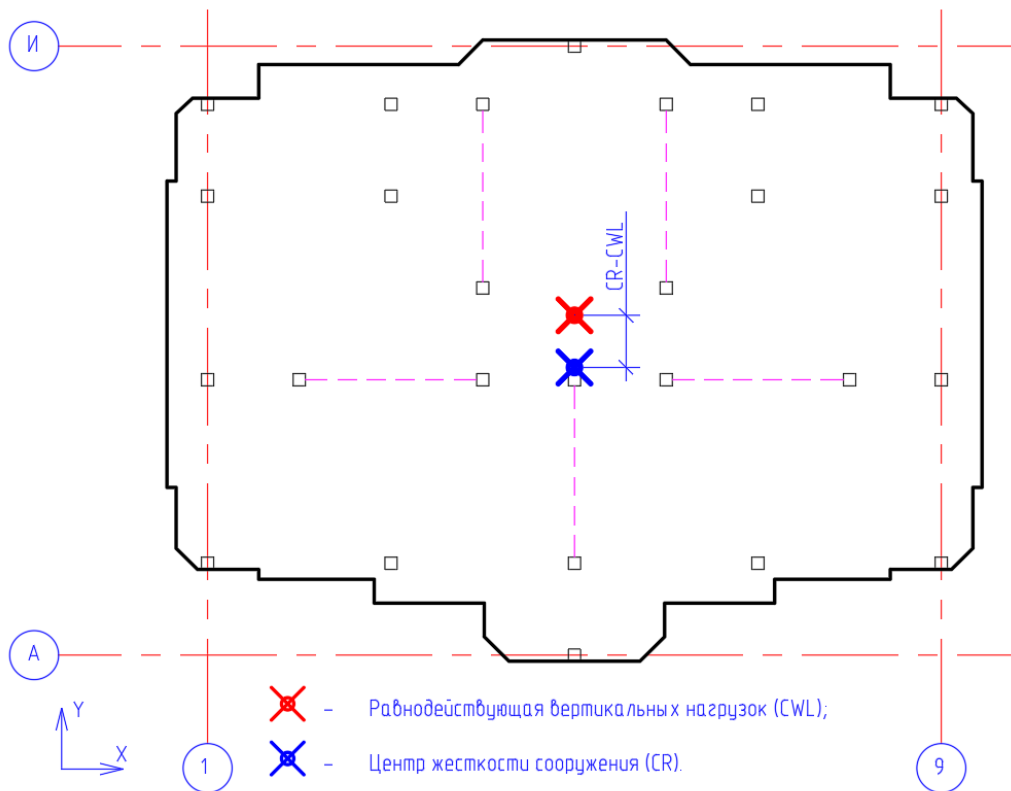


Рисунок 75 - Исходное состояние

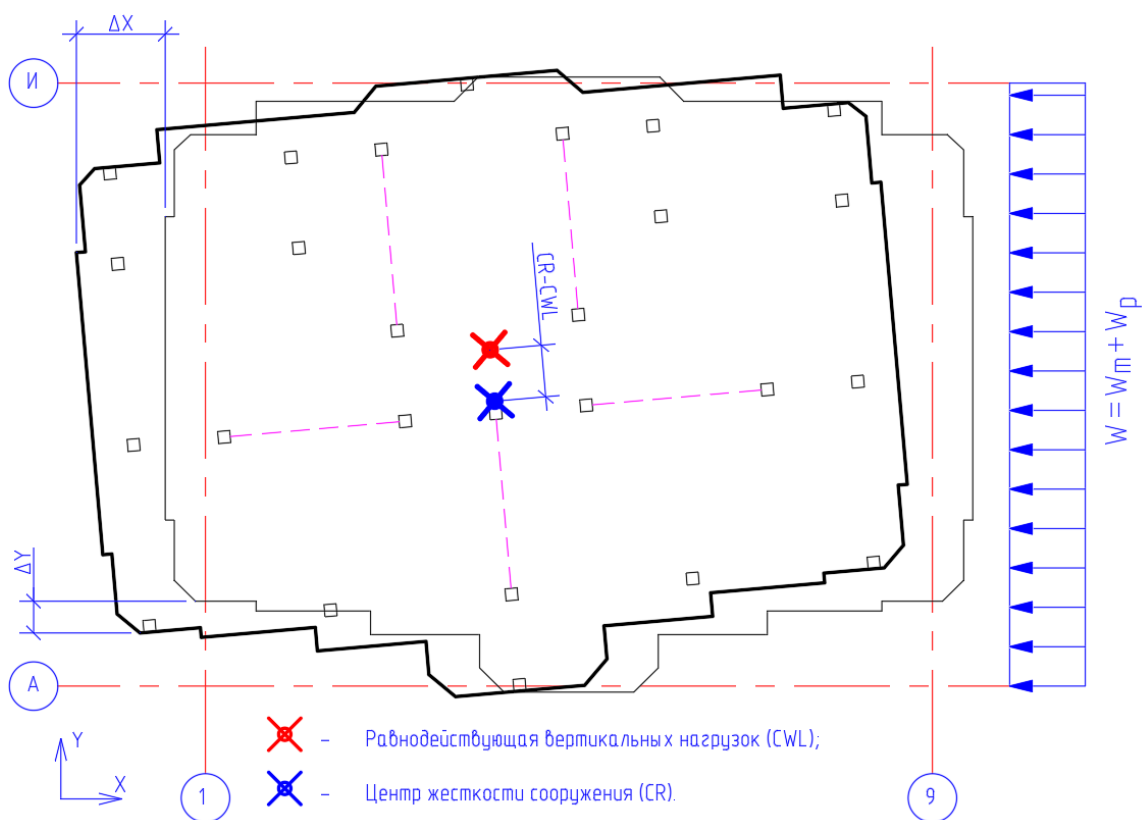


Рисунок 76 – Горизонтальные перемещения от статического и динамического действия ветра в направлении буквенных осей

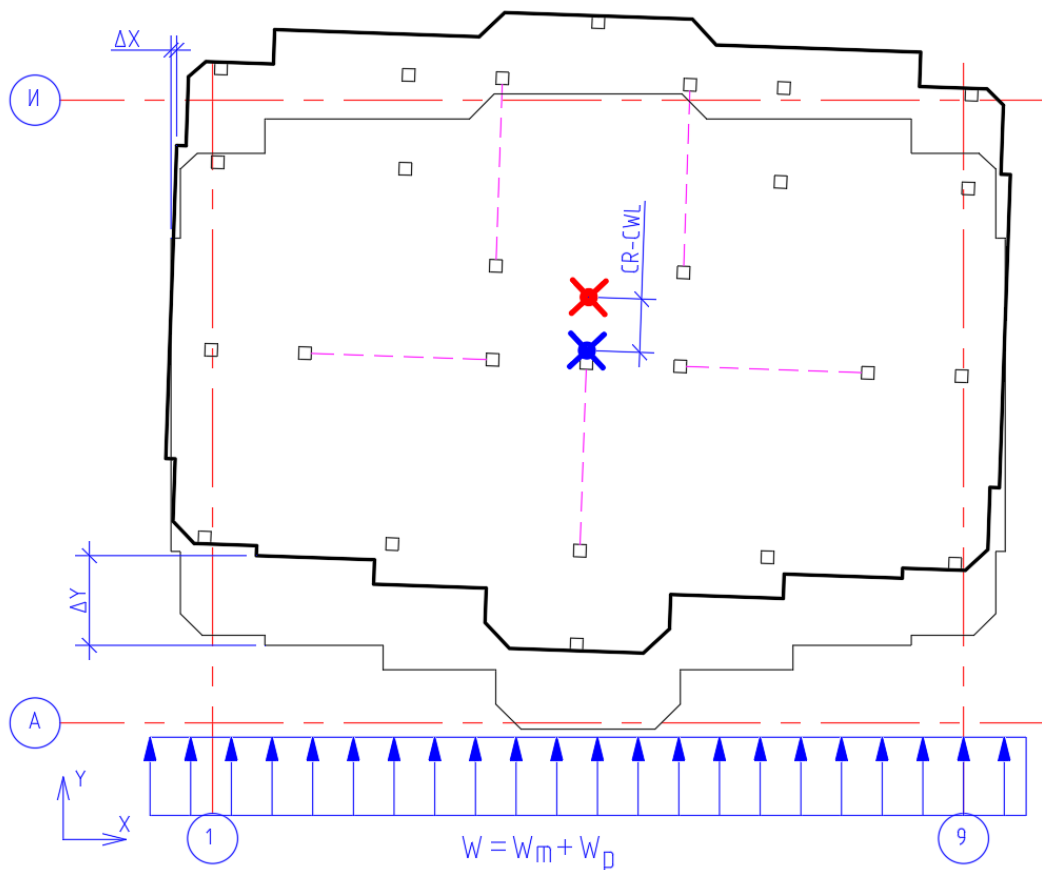


Рисунок 77 – Горизонтальные перемещения от статического и динамического действия ветра в направлении цифровых осей

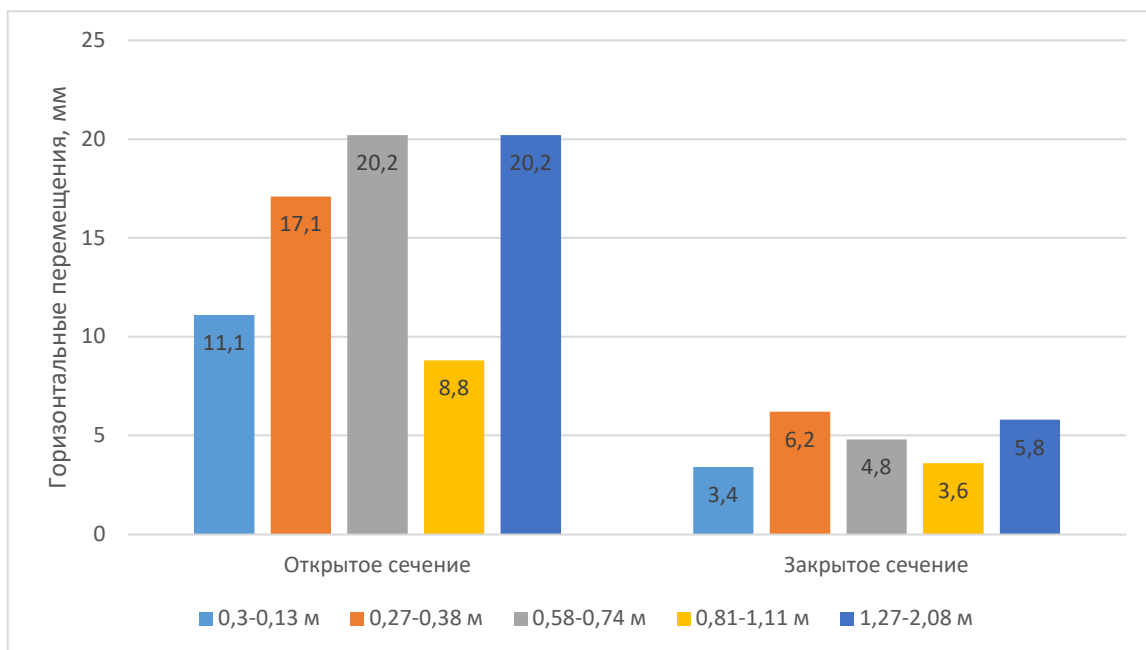


Рисунок 78 – Сравнение горизонтальных перемещений вдоль буквенных осей от действия ветра вдоль цифровых осей  $X_{цифр}^x$

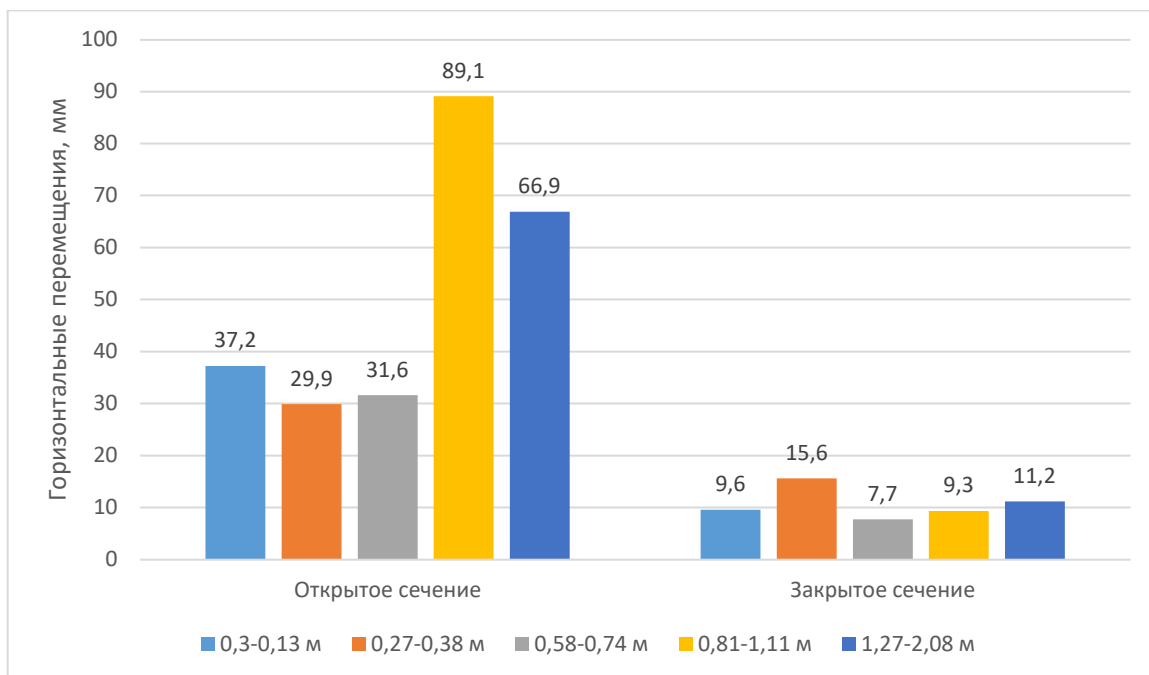


Рисунок 79 – Сравнение горизонтальных перемещений вдоль цифровых осей от действия ветра вдоль буквенных осей  $X_{букв}^y$

На графиках выше показаны горизонтальные перемещения перпендикулярные действия ветровой нагрузки, характеризующие кручению здания из-за несовпадения центра тяжести и центра жесткости здания. Следуя из вышеуказанных данных, можно сделать вывод, что схемы с расположением диафрагм жесткости в виде закрытого сечения работают на кручение лучше на 200% от действия ветра в направлении цифровых осей и на 400% в направлении буквенных осей.

Так как здание несимметрично относительно буквенных осей горизонтальные перемещения  $X_{букв}^y$  больше, чем  $X_{цифр}^x$  на 200%.

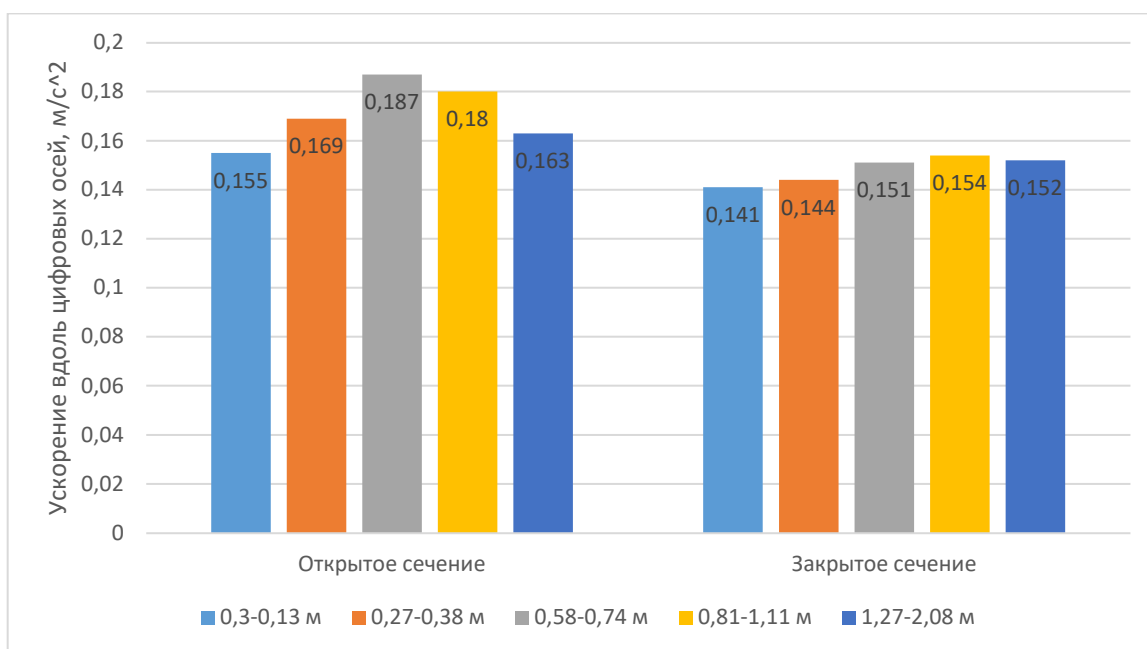


Рисунок 80 – Сравнение горизонтальных ускорений вдоль цифровых осей

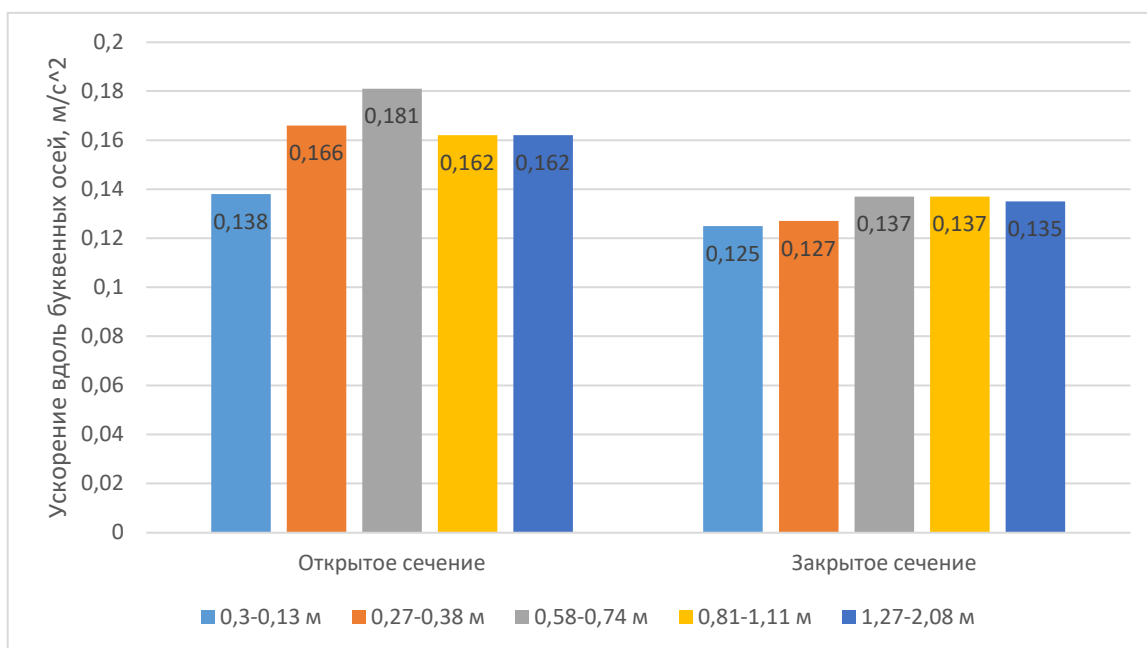


Рисунок 81 – Сравнение горизонтальных ускорений вдоль буквенных осей

Так как горизонтальные ускорения последних жилых этажей в направлении перпендикулярном действию ветра незначительны, рассмотрим только ускорения вдоль действия ветра.

Анализируя графики, показанные выше, можно сделать вывод что на значение ускорения последних жилых этажей схема этажа в плане (закрытая

или открытая) не оказывает большого влияния, разница между ними составляет 15% вдоль цифровых осей и 20% вдоль буквенных осей.

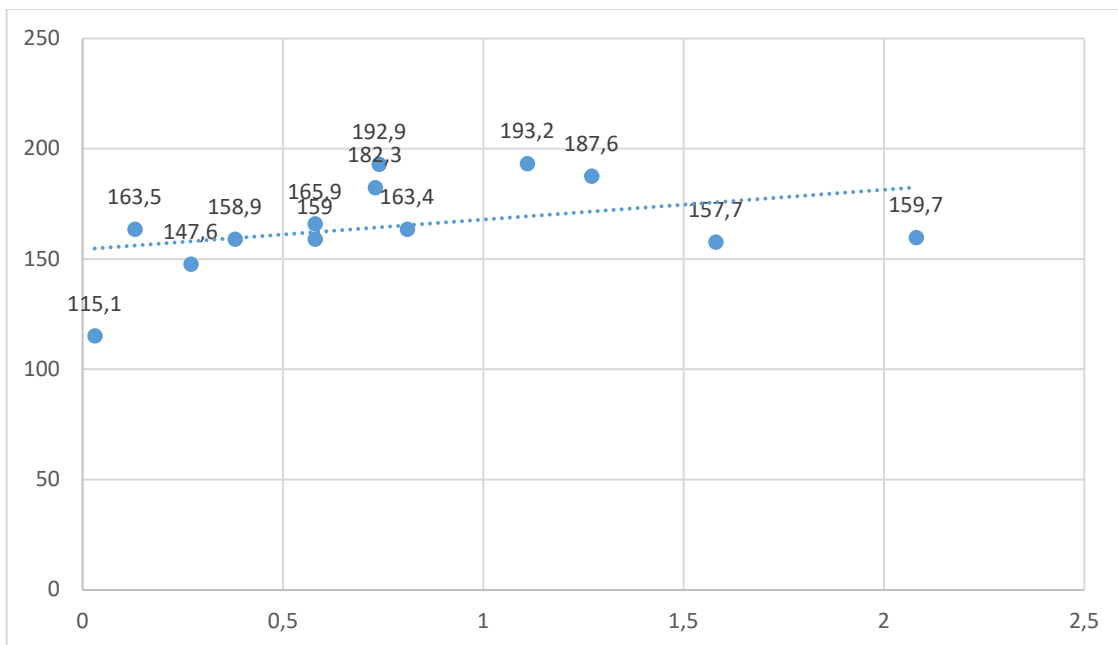


Рисунок 82 – Зависимость горизонтальных перемещений вдоль цифровых осей  $X_{цифр}^y$  от ветра вдоль цифровых осей и расстояния от центра тяжести до центра жесткости этажа

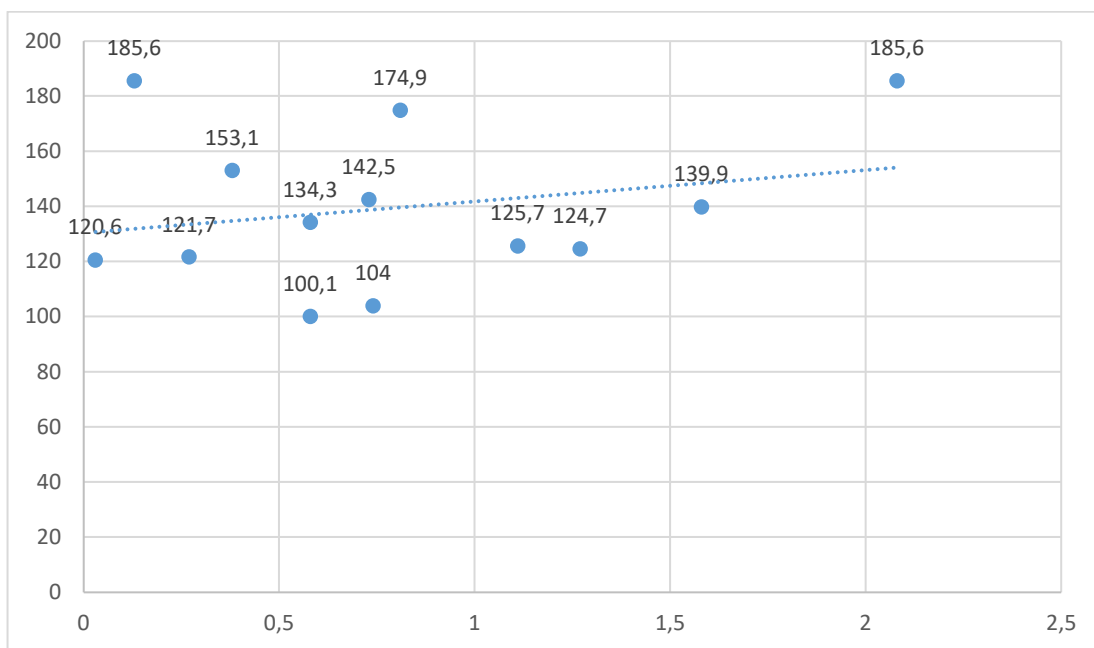


Рисунок 83 – Зависимость горизонтальных перемещений вдоль буквенных осей  $X_{букв}^x$  от ветра вдоль буквенных осей и расстояния от центра тяжести до центра жесткости этажа



На графиках выше представлена зависимость горизонтальных перемещений вдоль действия ветра (статического и динамического). Следуя графикам, можно сделать вывод, что прямой зависимости горизонтальных перемещений от расстояния между центром жесткости и центром тяжести нет, но если провести линию тенденции, то можно увидеть, что в общем случае при увеличении расстояния между центром жесткости и центром тяжести наблюдается рост горизонтальных деформаций.

## **8. Определение воздействия инерционных сил на сооружения.**

### **8.1. Возникающие усилия в несущих колоннах**

Расчет конструкций должен обеспечить их несущую способность при совместном действии статической и динамической нагрузок и ограничить уровень колебаний конструкций для того, чтобы была исключена возможность вредного влияния колебаний на здоровье людей и технологический процесс [33].

В тех случаях, когда требуется уточнить напряженно-деформированное состояние отдельных фрагментов или элементов конструкций, необходимо воспользоваться программными комплексами и приближенными расчетными схемами [33].

Для определения влияния инерционных сил на сооружения, рассмотрим две внешние колонны по оси 1 и 9. Проанализируем усилия, возникающие в них при статическом и динамическом воздействии, рисунки 84-87.

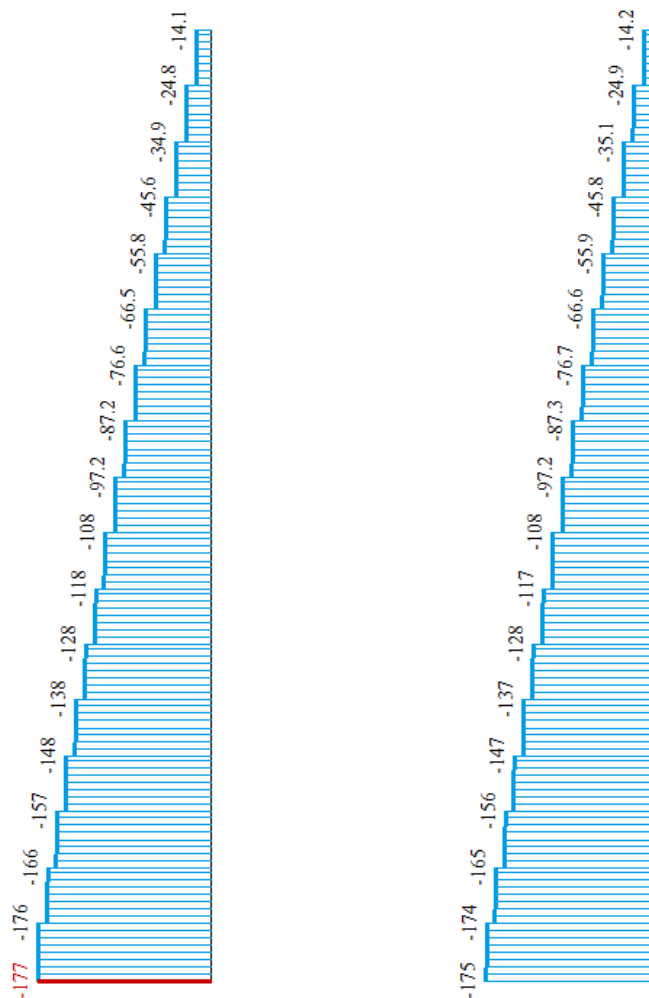


Рисунок 84 – Продольная сила, возникающий от статического действия ветра вдоль цифровых осей. Максимальное значение 177 т

Расчет по приближенным расчетным схемам позволяет определить основные составляющие (формы колебания и их частоты), отражающие характер и уровни колебаний, и сформировать конструктивные решения. В таком случае элементы сооружения следует расчленять на отдельные конструкции (балки, плиты, рамы и т.д.), а динамические нагрузки с одного элемента на другой следует передавать по законам статики или путем загрузки динамическими реакциями. При этом воздействие различных второстепенных факторов не учитывают, а горизонтальные и вертикальные колебания рассматривают раздельно [17].

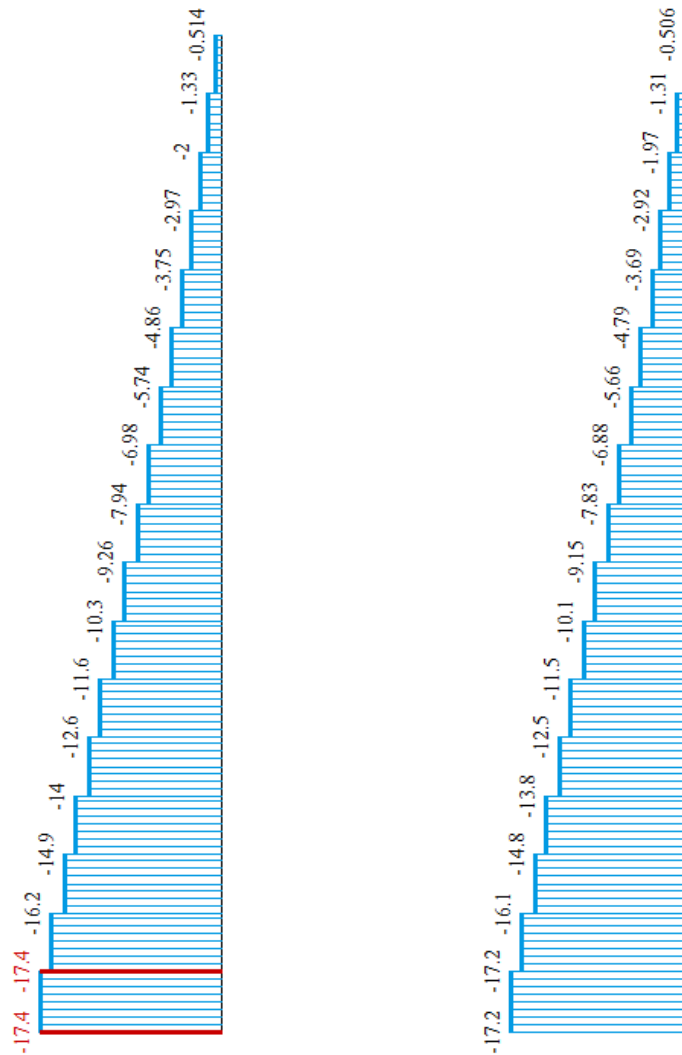


Рисунок 85 – Продольная сила, возникающий от динамического действия ветра вдоль буквенных осей. Максимальное значение 17,4 т · м

$$N_{\text{цифр}} = 177 + \left[ \sum_{i=1}^s (17,4^2) \right]^{1/2} = 194,4 \text{ т}$$

Анализируя вышеуказанные данные, можно сделать вывод что учёт пульсационного действия ветровой нагрузки приводит к увеличению продольной силы на 10%.

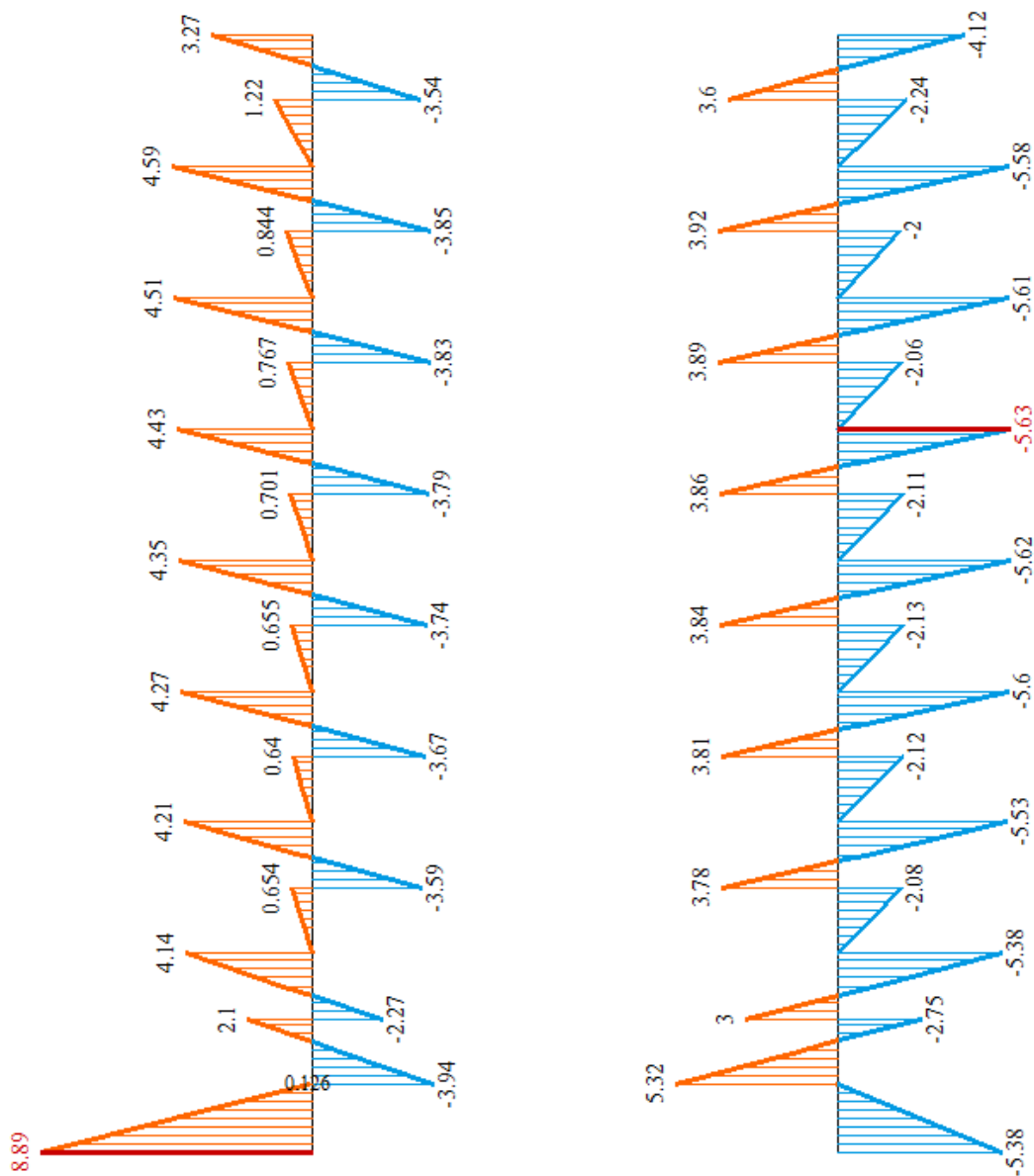


Рисунок 86 – Изгибающий момент, возникающий от статического действия ветра относительно цифровых осей. Максимальное значение 8,89 т · м

Необходимо проанализировать изгибающие моменты от действия пульсационной ветровой нагрузки всех учитываемых форм колебания, но так как, значительное влияние на НДС колонн создаёт только одна форма колебания (изгибная в данном направлении), остальные можно отбросить (так как изгибающие моменты в данных формах колебаниях практически равны нулю.)

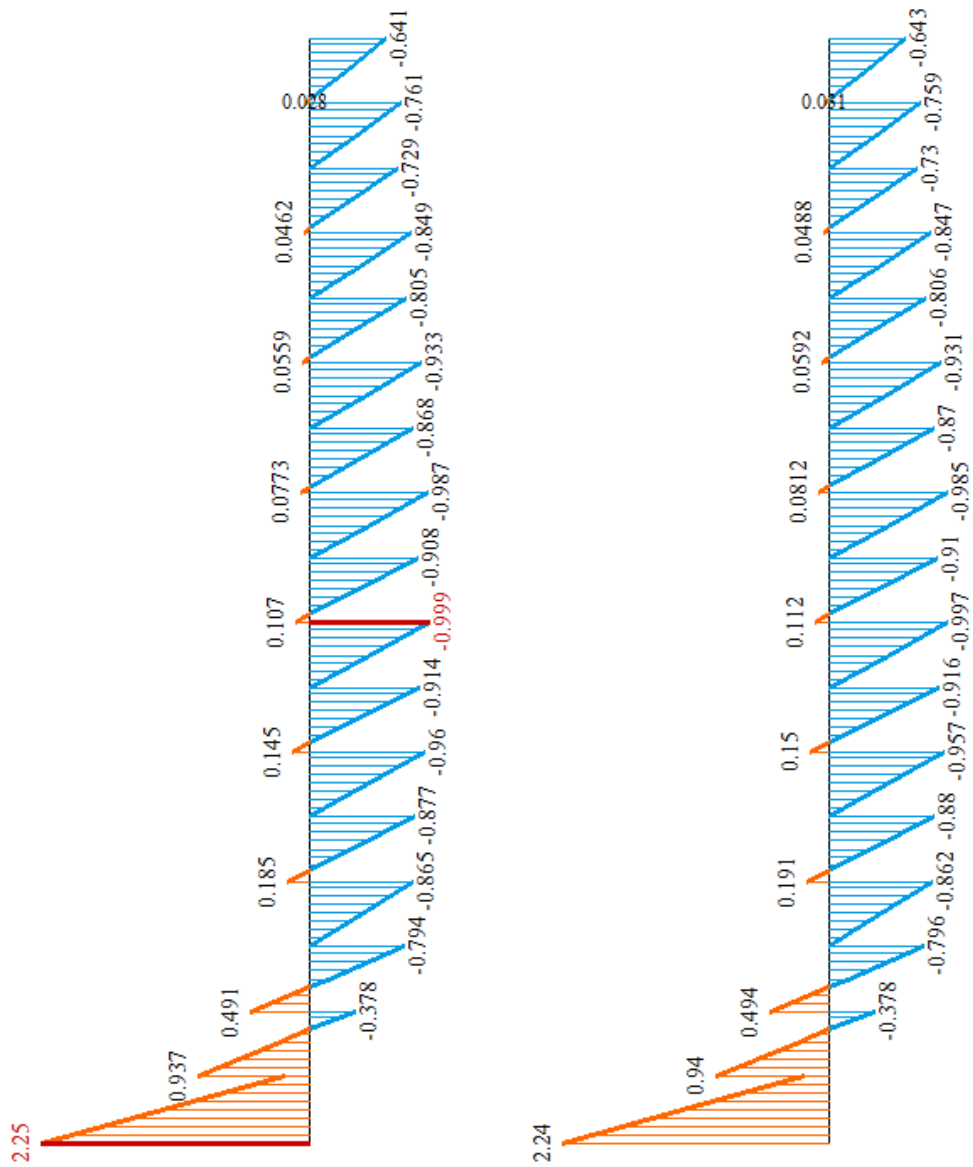


Рисунок 87 – Изгибающий момент, возникающий от динамического действия ветра относительно цифровых осей. Максимальное значение 2,25 т · м

Так как, колебания это повторяющийся в той или иной степени во времени процесс изменения состояний системы около точки равновесия, значение изгибающего момента носит знакопеременный характер.

$$M_{\text{цифр}} = 8,89 + \left[ \sum_{i=1}^s (2,25^2) \right]^{1/2} = 11,14 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Анализируя вышеуказанные данные, можно сделать вывод что учёт пульсационного действия ветровой нагрузки приводит к увеличению изгибающего момента относительно цифровых осей на 25%.

Для определения влияния инерционных сил вдоль цифровых осей на сооружения, рассмотрим две внешние колонны по оси Б и Ж, рисунки 88-89

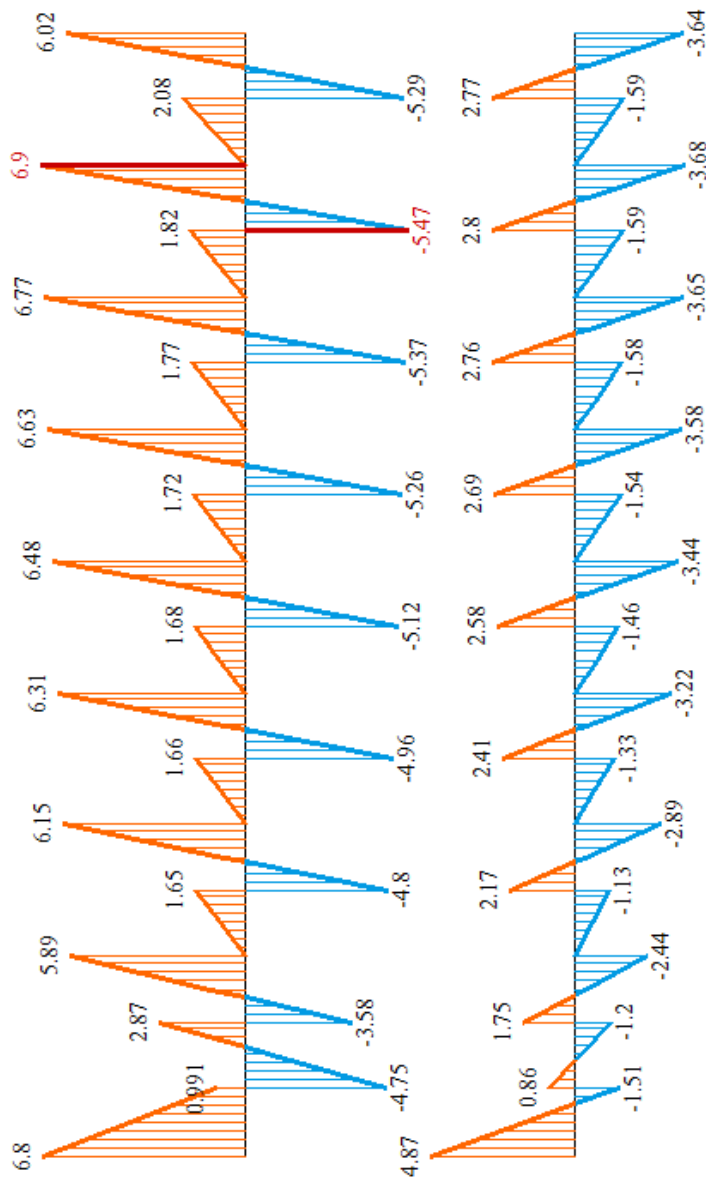


Рисунок 88 – Изгибающий момент, возникающий от статического действия ветра относительно буквенных осей. Максимальное значение 6,8 т · м

Для расчёта рассмотрим изгибающий момент внизу колонны так как, его значение близко к максимальному значению, а значение изгибающего

момента от динамического действия ветра значительно больше именно в этом месте. Для дальнейшего расчёта значение изгибающего момента равно 6,8 т · м.

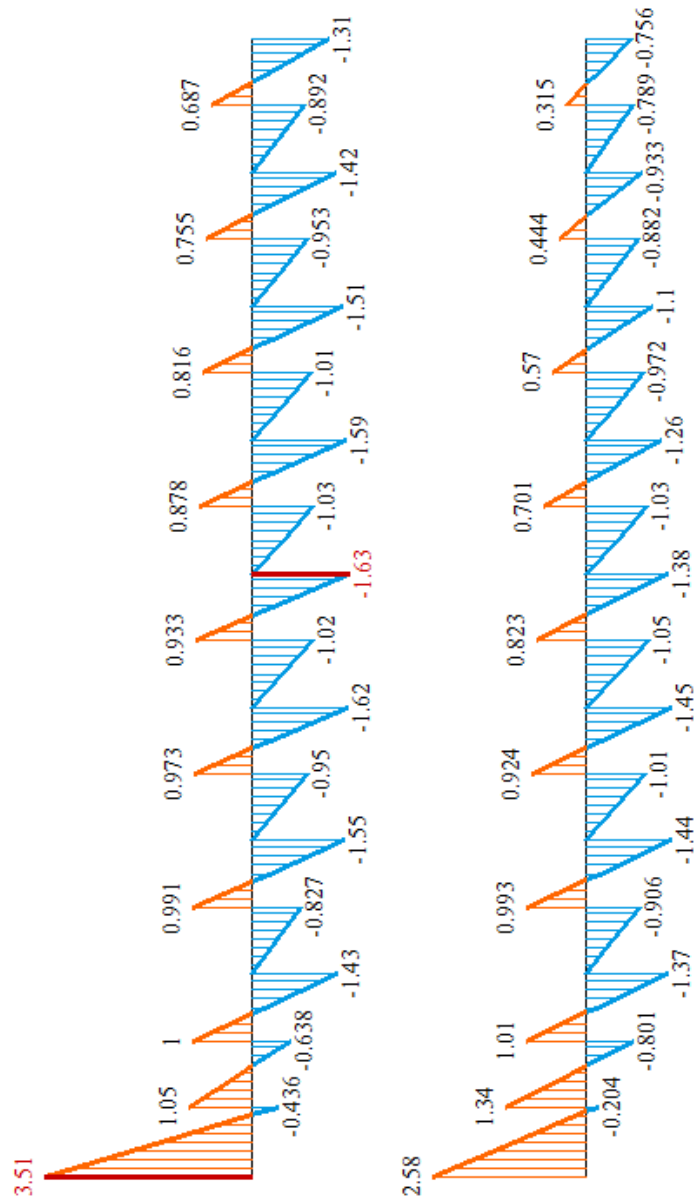


Рисунок 89 – Изгибающий момент, возникающий от динамического действия ветра относительно буквенных осей. Максимальное значение 3,51 т · м

$$M_{\text{букв}} = 6,8 + \left[ \sum_{i=1}^s (3,51^2) \right]^{1/2} = 10,31 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Анализируя вышеуказанные данные, можно сделать вывод что учёт пульсационного действия ветровой нагрузки приводит к увеличению изгибающего момента вдоль цифровых осей на 50%.

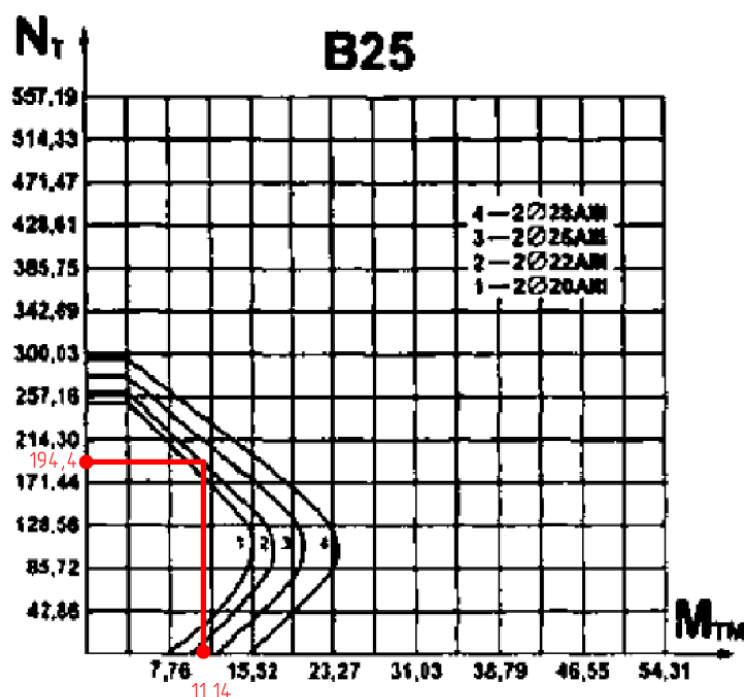


Рисунок 90 – Несущая способность колонны сечением 400x400. Выдержка из «Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса»

Исходя из расчётов можно сделать вывод что колонны находятся в предельном состоянии и дальнейшее ухудшение материалов, раскрытие трещин, что за собой повлечёт уменьшение жесткостных характеристик, может привести к аварийной ситуации.



## 8.2. Возникающие усилия в ограждающих конструкциях

Пространство между несущими колоннами заполнено перегородками, внешними ограждающими глухими стенами и стенами с отверстиями, состоящих из различных материалов. В результате больших перекосов начинается образование и раскрытие трещин. Трещины нарушают звукоизоляцию между смежными помещениями и портят из интерьер. Возникает необходимость ремонта, что в инженерной терминологии может быть классифицировано как второе предельное состояние здания. Трещины в элементах заполнения не снижают прочность основных несущих конструкций и устраняются при обычном для эксплуатационного здания ремонте. Чтобы избежать слишком частого ремонта здания должно иметь достаточную жесткость, которая препятствуют образованию трещин в элементах заполнения при часто повторяющихся нагрузках [17].

Для определения влияния инерционных сил на внешние стены, рассмотрим ячейку ограждающей конструкции между двумя колоннами по оси «Б» «7-9» с действующими в них изгибающими моментами от статического и динамического действия ветра вдоль буквенных осей.

Эпюры изгибающих моментов представлены на рисунках 91-92.



Рисунок 91 – Изгибающие моменты в рядовых колоннах от статического действия ветра



Рисунок 92 – Изгибающие моменты в рядовых колоннах от динамического действия ветра

Повышенная деформативность здания обусловлена недостаточной жесткостью железобетонного каркаса. Установленные связи и диафрагмы в здании расставлены некорректно, и как следствие, кроме чрезмерных горизонтальных перемещений здания, происходит его «закручивание» вокруг своей оси ввиду несовпадения центра масс и геометрического центра здания, что усугубляет проявление дефектов в ограждающих конструкциях. Это приводит к образованию чрезмерных перекосов конструктивных ячеек и, как следствие, нарушению эксплуатационных функций наружных стен, внутренних перегородок здания: раскрытию швов, образованию трещин, в результате которого теряется тепло - и шумоизоляция жилых и нежилых помещений квартир [27], рисунки 93-96.

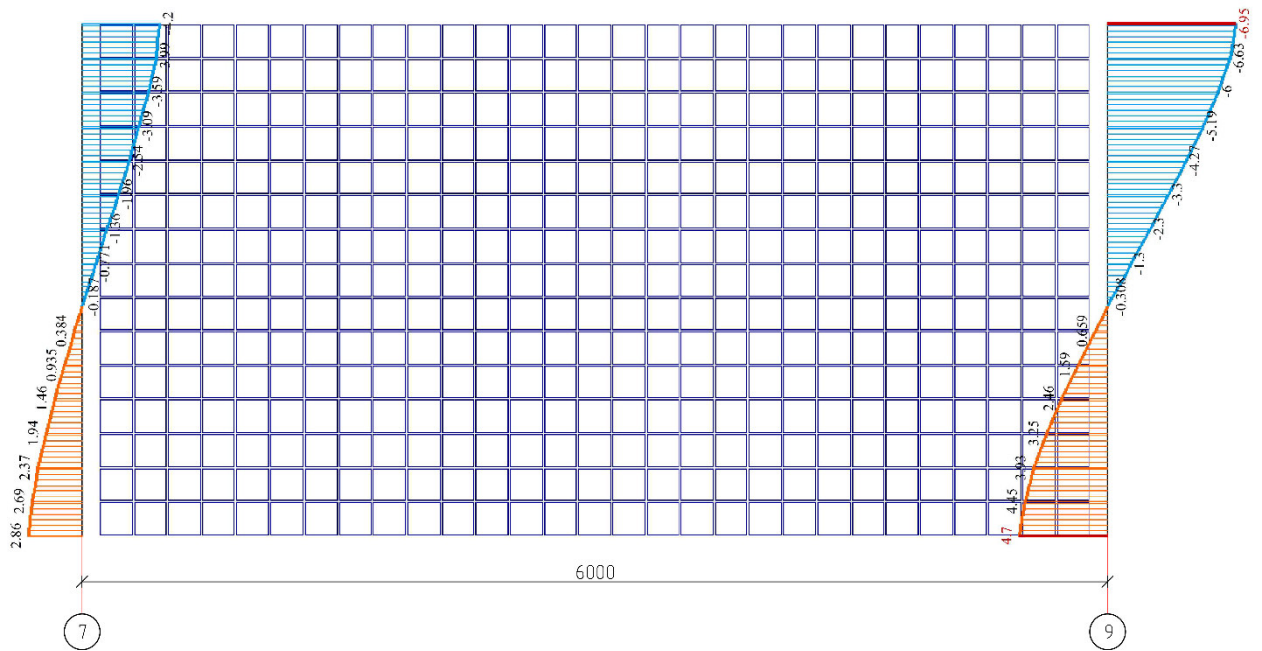


Рисунок 93 – Действующие изгибающие моменты в рядовой глухой ограждающей стены от полной ветровой нагрузки

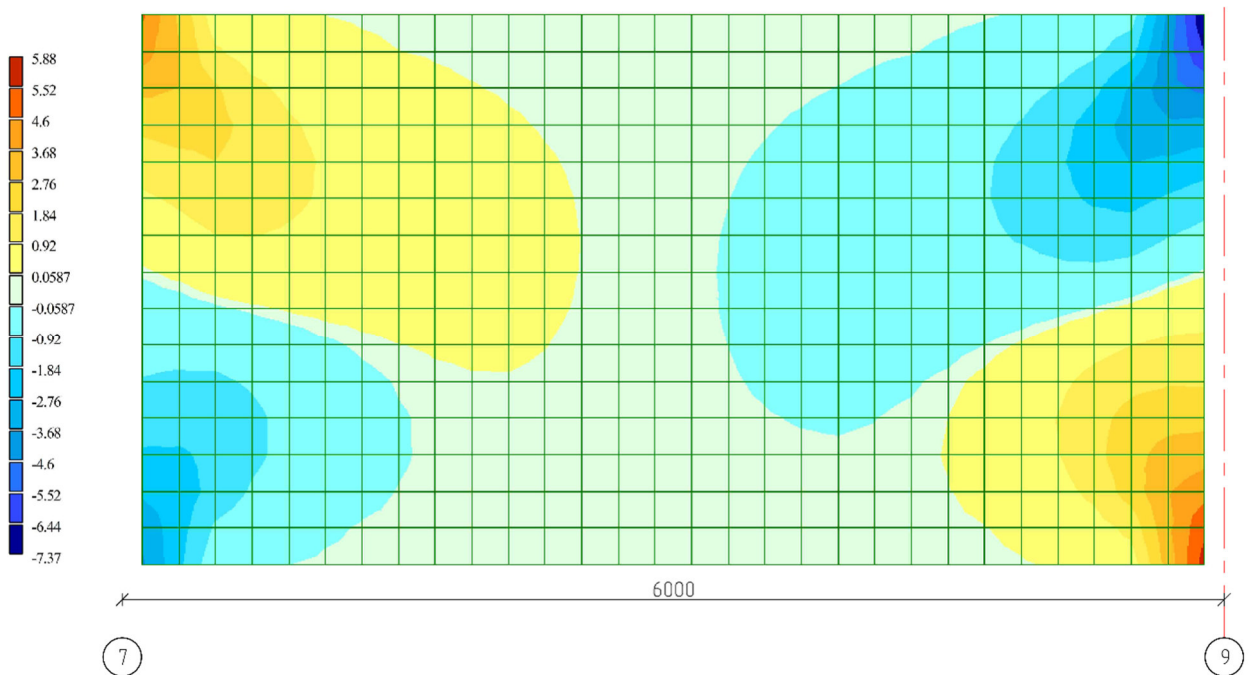


Рисунок 94 – Изополя растягивающих напряжений в рядовой ячейке глухой ограждающей стены. Максимальное растягивающее напряжение 58,8 кН/м<sup>2</sup>



Рисунок 95 – Пример трещины, образовавшейся между плитами перекрытия и вертикальным стеновым заполнением



Рисунок 96 – Пример трещины, образовавшейся между плитами перекрытия и вертикальным стеновым заполнением

Вследствие передачи нагрузок от колонн к наружным стенам, ограждающая конструкция с проемами испытывает воздействия, не предусмотренные проектом. Данные воздействия особенно ярко проявляются в местах концентрации напряжений – оконных и дверных проемов и в местах изменения прямолинейности наружных ограждающих конструкций [27], рисунки 97-100.

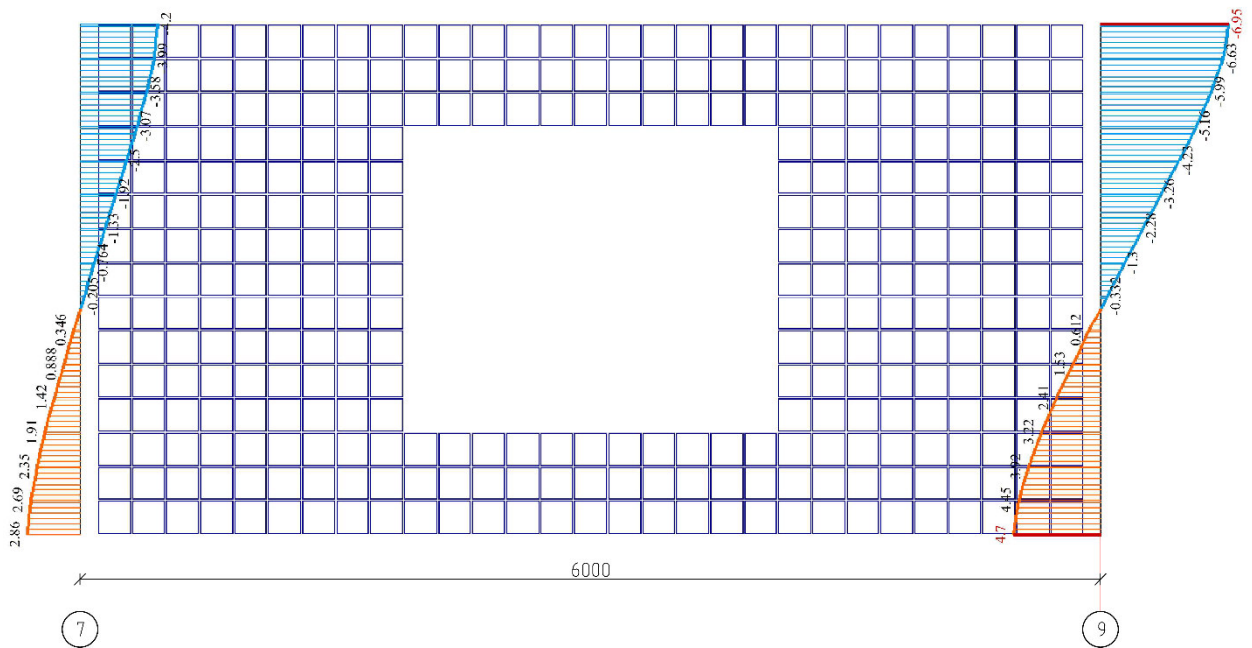


Рисунок 97 – Действующие изгибающие моменты в рядовой ячейке с проёмом от полной ветровой нагрузки

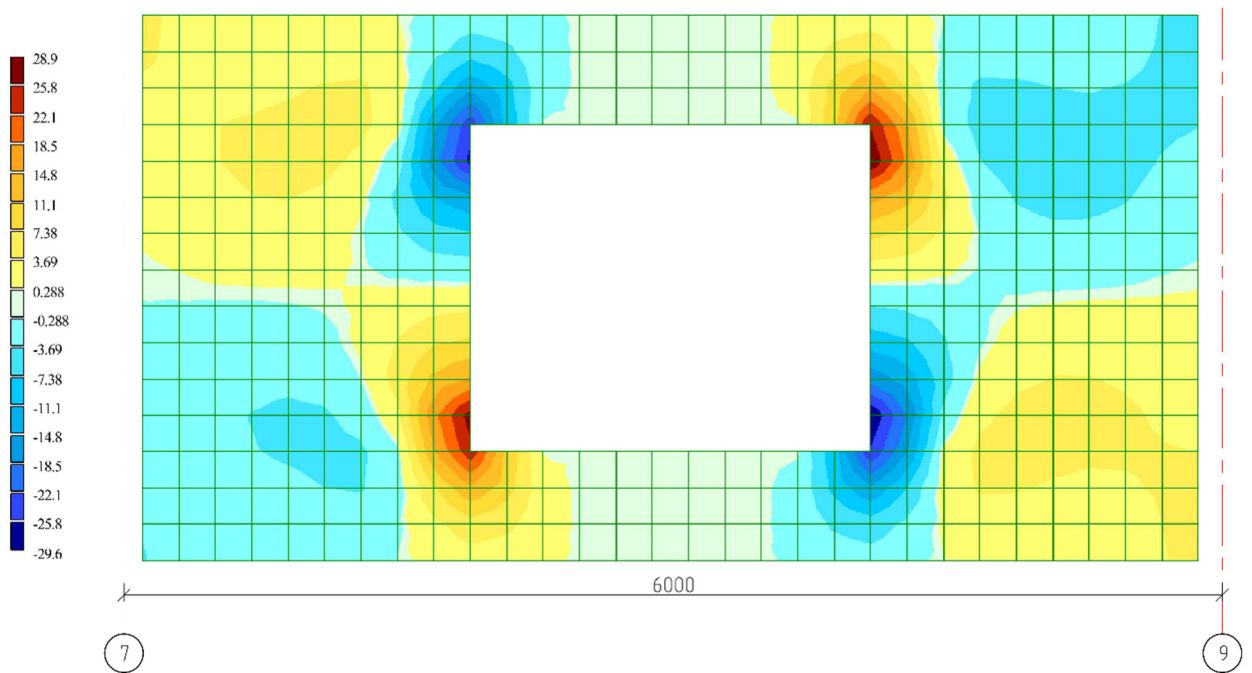


Рисунок 98 – Изополя растягивающих напряжений в рядовой ячейке ограждающей стены с оконным проемом. Максимальное растягивающее напряжение 289 кН/м<sup>2</sup>



Рисунок 99 – Пример трещины, образовавшейся в зоне концентрации напряжений в угловых зонах оконных проемов



Рисунок 100 – Пример трещины, образовавшейся в зоне концентрации напряжений в угловых зонах оконных проемов

## Основные выводы

1. Анализ технического состояния несущих строительных конструкций жилого дома, установленные фактические физико-механические параметры материалов стен, позволяют сделать следующие выводы:

Вследствие некорректной расстановки связей, здание обладает повышенной деформативностью. Некорректность заключается в том, что их центр тяжести смещен относительно центра жесткости здания в плане. Это привело к тому, что здание под действием горизонтальных ветровых нагрузок работает на кручение.

В результате повышенной деформативности сооружения, в местах сопряжения элементов каркаса с внутренними конструктивными элементами образовались и получили развитие контактные трещины. Ширина их раскрытия составляет от 3,5 мм и более, что приводит также и к повышенной продуваемости помещений и излишним теплопотерям.

Кроме того, согласно данным изложенным в типовом проекте «Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса КУБ 2,5» [9], утвержденного Госстроем СССР в 1990 г., каркас системы КУБ-2,5 предназначен для применения в жилых и общественных зданиях, а также во вспомогательных зданиях промышленных предприятий с количеством этажей до 15 включительно. В результате здание имеет повышенную подвижность [28].

Вследствие нарушений требований нормативных документов по устройству трехслойных ограждающих панелей фиксируется потеря устойчивости и выпадения участков наружного слоя стен. Вследствие повышенной деформативности здание не отвечает требованиям нормативных документов по второй группе предельных состояний (условиям нормальной эксплуатации), а также требованиям обеспечения комфортности проживания жильцов. Здание семнадцатизэтажного жилого дома находится в целом в ограниченно работоспособном состоянии.

2. На основании выполненных статических, динамических и поверочных расчетов несущих конструкций, анализа полученных результатов можно сделать следующие выводы:

Здание имеет повышенную подвижность. Вычисленные горизонтальные перемещения каркаса по направлению «Х» при воздействии пульсационной составляющей ветровой нагрузки в направлении буквенных осей составляют 142,5 мм, и превышают предельно допустимые, в соответствии с СП 20.1330.2016 равные 108 мм (приложение Д, таблица Д.4) [8]. Превышение допустимого значения составляет 32%. Горизонтальные перемещения каркаса по направлению «У» при воздействии пульсационной составляющей ветровой нагрузки в направлении цифровых осей составляют 182,3 мм, и превышают предельно допустимые, в соответствии с СП 20.1330.2016 равные 108 мм (приложение Д, таблица Д.4) [8]. Превышение допустимого значения составляет 69%. Кроме того, ускорение 16 этажа (последнего жилого) при воздействии пульсационной составляющей ветровой нагрузки в направлении цифровых осей составляет  $0,187 \text{ м/с}^2$  и превышает предельно допустимое, равное  $0,08 \text{ м/с}^2$ , СП 20.1330.2016. (приложение В.3) [8]. Данный параметр используется при оценке комфортности пребывания людей в зданиях (динамическая комфортность). При превышении предельно допустимых значений ускорений не удовлетворяются требования комфортного проживания.

Вследствие передачи горизонтальных усилий с элементов каркаса на наружные ограждающие конструкции образовались трещины в местах концентрации напряжений (оконные проемы, изменение прямолинейности стен). Максимальное растягивающее напряжение  $289 \text{ кН/м}^2$ .

Устранение причин развития перемещений каркаса здания представляет собой сложную инженерную задачу. Восстановить пространственную жесткость сооружения, не затрагивая интересов проживающих в жилом доме не представляется возможным. Эти работы весьма трудоемки. Их длительность может быть определена только при наличии соответствующих



проектных решений и проекта производства работ. Типовых проектных решений по данному вопросу не имеется. Возможность проживания истцов в квартире равно, как и жильцов дома сомнительна, т.к. ремонтные работы в первую очередь должны быть направлены на обеспечение пространственной жесткости всего сооружения и только потом – ликвидацию местных повреждений в отдельных квартирах.

3. При определении процентного вклада подкосов в работу на горизонтальную нагрузку математическим способом выяснено, что подкосы воспринимают 75% горизонтальной нагрузки вдоль цифровых осей и 66% вдоль буквенных осей, что более чем 50% согласно СП 14.13330.2014 [19].

Для определения эффективности работы диафрагм жесткости и дальнейшего сравнения данной характеристики с подкосами, произведены расчёты с одинаковыми условиями размещения их в плане и отметками по высоте. В результате определено, что диафрагмы жесткости воспринимают 78% горизонтальной нагрузки вдоль цифровых осей и 82% вдоль буквенных осей.

Исходя из данных можно сделать вывод, что диафрагмы жесткости при данном сечении воспринимают на 3% больше горизонтальных нагрузок вдоль цифровых осей и на 16% вдоль буквенных осей чем железобетонные подкосы.

4. В результате проведённых численных исследований и сравнения их результатов можно сделать следующие выводы:

Пространственная жесткость здания зависят от взаимного сочетания и расположения жесткостных конструкций. В соответствии с теорией строительной механики стержни открытого сечения фактически не работают на кручение [41, 42]. Наоборот, стержни с поперечным сечением в виде закрытого профиля обладают высокой сопротивляемостью кручению. При сравнении результатов пространственной работы несимметричного в плане здания выявлено, что при расположении диафрагм жесткости таким способом, что бы в плане они наибольшим образом представляли собой закрытый

профиль, работа сооружения на горизонтальные (статические и динамические) нагрузки улучшается 30% вдоль оси относительно которой здание является несимметричным. Кроме того, в зданиях с открытой схемой расстановки жесткостных конструкций наблюдаются нехарактерные деформации вдоль оси перпендикулярной действию ветровой нагрузки. Этот фактор отражает слабую сопротивляемость здания на кручения под воздействием горизонтальных сил. Схемы с расположением диафрагм жесткости в виде закрытого сечения работают на кручение вдоль буквенных осей лучше на 200% от действия ветра в направлении цифровых осей и на 400% в направлении цифровых осей от действия ветра вдоль буквенных осей. Так как здание несимметрично относительно буквенных осей горизонтальные перемещения  $X_{букв}^y$  больше, чем  $X_{цифр}^x$  на 200%.

Так как, пространственная жесткость здания — это характеристика, зависящая от множества факторов, взаимного сочетания и расположения конструктивных элементов, их геометрических характеристик, прочности узлов соединений и т.д. [21]. пространственную работу здания невозможно охарактеризовать только одним параметром. В данной работе рассмотрена зависимость пространственной жесткости от расстояния от центра масс и центра жесткости этажа, можно сделать вывод что, не существует прямой зависимости данных характеристик, но при увеличении значения расстояния от центра масс и центра жесткости этажа в целом, наблюдается ухудшение пространственной жесткости здания и увеличение ускорений последних жилых этажей.

5. Усилия, рассматриваемые в колонне от нормативно-длительных воздействий, при учёте динамического воздействия возрастают, продольная сила увеличивается на 10%, изгибающий момент относительно цифровых осей на 25%, изгибающий момент относительно буквенных осей на 50%. Исходя их этих данных можно сделать вывод что учет динамический усилий в колоннах крайне важен при проектировании и дальнейшей эксплуатации сооружения.

Согласно «Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса КУБ 2,5» [9], подбор колонн выполняется исходя из сочетания действующих в них усилий, согласно указанным данным в предлагаемой документации, колонны находятся в предельном состоянии и дальнейшее ухудшение материалов, раскрытие трещин, повлечёт уменьшение жесткостных характеристик и может привести к аварийной ситуации.

Вследствие нарушения конструктивного решения по устройству зазоров между ограждающими конструкциями и несущих колонн и, как следствие, передачи нагрузок от колонн к наружным стенам, ограждающая конструкция испытывает воздействия, не предусмотренные проектом. Что повлекло за собой раскрытию трещин, увеличению теплопотерь и снижению шумоизоляции.

## Список использованной литературы

1. Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». 2009.– М.: 2009.
2. ГОСТ Р 54859-2011 Определение параметров основного тона собственных колебаний. – М.: ФГУП «Стандартинформ», 2012. – 22 с.
3. ГОСТ 34081-2017 Здания и сооружения. Определение параметров основного тона собственных колебаний. – М.: ФГУП Стандартинформ, 2017. – 19 с.
4. ГОСТ 8462–85 Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе. – М.: Издательство стандартов, 1985. – 5 с.
5. ГОСТ 31937 – 2011 Национальный стандарт Российской Федерации. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М.: Стандартинформ, 2014. – 59 с.
6. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – М.: Стандартинформ, 2015. – 16 с.
7. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II–22–81\*. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. – 82 с.
8. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85\*. – М.: ГУП ЦПП, 2016. – 80 с.
9. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса КУБ 2,5. – М.: ЦНИИПИ "Монолит", 1990. – 49 с.
10. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ЦНИИПромзданий, 2005. – 210 с.
11. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. – 155 с.
12. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий. – М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2007. – 17 с.

13. СП 26.13330.2012 Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Актуализированная редакция СНиП 2.02.05-87. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. – 70 с.
14. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – М.: ФГУП ЦПП, 2003. – 26 с.
15. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова «НИЦ «Строительство», 2016. – 161 с.
16. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*. – М.: ЦНИИСК им.В.А.Кучеренко, 2011. – 142 с.
17. СП 413.1325800.2018 Здания и сооружения, подверженные динамическим воздействиям. Правила проектирования. – М.: Стандартиформ, 2019. – 36 с.
18. СП 13–102–2003. Свод правил. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 40 с.
19. СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2014. – 131 с.
20. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого и легкого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
21. Пособие по проектированию жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). Конструкции жилых зданий. – М.: Стройиздат, 1989. – 217 с.
22. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. Руководство к главе СНиП II-6-74\* Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР, 1978. – 217 с.
23. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1978. – 214 с.

24. Рекомендации по уточненному динамическому расчету зданий и сооружений на действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2000. – 43 с.

25. Положение по техническому обследованию жилых зданий: ВСН 57–88(р) – М.: ФГУП ЦПП, 2006. – 92 с.

26. Кумпяк О. Г. Железобетонные и каменные конструкции / О. Г. Кумпяк, В. С. Самсонов, З. Р. Галяутдинов, О. Р. Пахмурин. – М.: АСВ, 2014. – 672 с.

27. Туровский С.В. Оценка пространственной работы многоэтажного каркасного здания с безригельным перекрытием / С.В. Туровский, О.Р. Пахмурин // Избранные доклады 65-й юбилейной университетской научно-технической конференции студентов и молодых ученых. – Т.: ТГАСУ, 2015. – С. 100-103.

28. Хамгушкеев М.В. Сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния многоэтажных каркасных зданий с учетом генетической и физической нелинейности. дис. на степ. маг. / М.В. Хамгушкеев, О.Р. Пахмурин. – Т.: ТГАСУ, 2019. – 101 с.

29. Водопьянов Р.Ю. Программный комплекс ЛИРА-САПР. Учебное пособие / Э.В. Гензерский, В. П. Титок, А.Е. Артамонова. – К.–М.: Электронное издание, 2012. – 249 с.

30. Городецкий Д.А. ЛИРА-САПР 2013. Учебное пособие / Д. А. Городецкий, М. С. Барабаш, Р. Ю. Водопьянов, В. П. Титок, А. Е. Артамонова. – К.–М.: Электронное издание, 2013. – 376 с.

31. Шакирзянов Р.А. Динамика и устойчивость сооружений. Учебное пособие / Р.А. Шакирзянов, Ф.Р. Шакирзянов. – К.: КГАСУ, 2015. – 121 с.

32. Гринев В.В. Влияние диафрагм жесткости на деформативность монолитного каркаса / В.В. Гринев, П.А. Цингель // Вестник науки и образования Северо-Запада России, 2016. № 3 Т. 2.

33. Ханджи В.В. Расчёт многоэтажных зданий со связевым каркасом / В.В. Ханджи. – М.: Стройиздат, 1997. – 192 с.

34. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 768 с.
35. Морозов А.С. Организация и проведение обследования технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений / А.С. Морозов, В.В. Ремнев, Г.П. Тонких, О.Г. Кумпяк, А.И. Мальганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук. – М.: ПНИПКУ «ВЕНЧУР», 2001. – 212 с.
36. Симиу Э. Воздействие ветра на здания и сооружения / Э. Симиу, Р. Скарлан. – М.: Стройиздат, 1984. - 360 с.
37. Сапожников А.И. Расчет сооружений методом конечных элементов с поэтажным формированием матрицы жесткости / А.И. Сапожников, С.Ф. Горелов // Строительная механика и расчет сооружений, 1982. № 4
38. Стрелец– Стрелецкий Е.Б. ЛИРА–САПР. Книга I. Основы / Е.Б. Стрелец– Стрелецкий, А.В. Журавлев, Р.Ю. Водопьянов. – LIRALAND, 2019. – 154 с.
39. Городецкий А.С., Здоренко В.С., Елсукова К.П., Сливкер В.И. Применение метода конечных элементов к расчету конструкций на упругом основании с двумя коэффициентами постели / А.С. Городецкий, В.С. Здоренко, К.П. Елсукова, В.И. Сливкер // Сопротивление материалов и расчет сооружений. – К.: Будівельник, 1975. – 192 с.
40. Клепиков С.Н. Расчет конструкций на упругом основании / С.Н. Клепиков. – К.: Будівельник, 1967. – 203 с.
41. Александров А.В. Сборник задач по сопротивлению материалов. Учебное пособие для вузов / А.В. Александров, Б.П. Державин. – М.: Стройиздат, 1977. – 335 с.
42. Писаренко Г.С. Справочник по сопротивлению материалов / Г.С. Писаренко, А.П. Яковлев, В.В. Матвеев. – К.: Наукова думка, 1988. – 736 с.
43. Кадисов Г.М. Динамика и устойчивость сооружений / Г.М. Кадисов – М.: АСВ, 2007. – 272 с.
44. Масленников А.М. Основы динамики и устойчивости сооружений / А.М. Масленников. – М.: АСВ, 2000. – 201 с.

45. Кравченко Г.М. Исследование динамических характеристик каркаса здания методом конечных элементов / Г.М. Кравченко, Е.В. Труфанова // Строительство и архитектура, 2019. № 1 Т. 7.
46. Корнеев Б.Г. Справочник по динамике сооружений / Б.Г. Корнеев, И.М. Робинович. – М.: Стройиздат, 1972. – 511 с.
47. Перельмутер А.В. Расчётные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: СКАД СОФТ, АСВ, ДМК Пресс, 2011. – 709 с.
48. Колотилкин Б.М. Надежность функционирования жилых зданий / Б.М. Колотилкин. – М.: Стройиздат, 1989. – 376 с.
49. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – К.: ФАКТ, 2007. – 394 с.
50. Алексеев В.К. Дефекты несущих конструкций зданий и сооружений, способы их устранения / В.К. Алексеев, В.Г. Гроздов, В.А. Тарасов. – М.: Воениздат, 1982. – 178 с.
51. Гордеев В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лан-тух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин. – М.: АСВ, 2014. – 596 с.
52. Кабанцев О.В. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции / О.В. Кабанцев, А.Г. Тамразян // Инженерно-строительный журнал, 2014. №5 С. 15-26.
53. Перельмутер А.В. О влиянии изменения жесткостей на перераспределение усилий в статически неопределимой системе / А.В. Перельмутер // Строительная механика и расчет сооружений, 1974. №5. – С. 64-67.
54. Ржаницын А.Р. Строительная механика / А.Р. Ржаницын. – М.: Высш. шк., 1982. – 400 с.
55. Лантух–Лященко А.И. ЛИРА. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. Учебное пособие / А.И. Лантух–Лященко. –К.– М.: ФАКТ, 2001. 312 с.



56. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
57. Клаф Р. Динамика сооружений / Р. Клаф, Дж. Пензиен. – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.
58. Смирнов А.Ф. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / А.Ф. Смирнов, А.В. Александров, Б.Я. Лащеников, Н.Н. Шапошников. – М.: Стройиздат, 1984. – 415 с.
59. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. Учебное пособие для вузов / П.Ф. Дроздов. – М.: Стройиздат, 1977. – 223 с.
60. Дроздов П.Ф. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов / П.Ф. Дроздов, М.И. Додонов, Л.Л. Паньшин, Р.Л. Саруханян. – М.: Стройиздат, 1986. – 351 с.

## Приложение

ПАО ГАЗПРОМ, ООО ГАЗПРОМ ТРАНСГАЗ КАЗАНЬ, ООО КОНВЕРТ



# ДИПЛОМ

участника международной конференции

**«ПЕРЕДОВЫЕ ИННОВАЦИОННЫЕ РАЗРАБОТКИ.  
ПЕРСПЕКТИВЫ И ОПЫТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ, ПРОБЛЕМЫ  
ВНЕДРЕНИЯ В ПРОИЗВОДСТВО»**

Награждается

**Туровский Сергей Валерьевич**

*Томский государственный архитектурно-строительный  
университет*

за представленную работу:

**Пространственная работа многоэтажного каркасного  
здания с безригельным перекрытием**

Директор ООО «Конверт» ..... Соловьева О. В.



30 марта 2019 г.



# СЕРТИФИКАТ

Международная научно-практическая конференция  
**«Вопросы современных научных исследований»**  
(дата проведения 19.03.2019)

Туровский Сергей Валерьевич

Сертификат подтверждает участие в конференции  
и публикацию статьи в периодическом издании  
«Вестник современных исследований», № 3 (30), 2019

Название статьи:

**Влияния собственных форм колебания многоэтажного  
каркасного здания на пространственную работу  
сооружения**

Научный руководитель – Пахмурин О.Р., к.т.н., доцент, Томский  
государственный архитектурно-строительный университет

Руководитель НЦ «Орка»



 / В.А. Соловьёв /

г. Омск

№8729



Томский государственный  
архитектурно - строительный университет

# Сертификат

№ 152

настоящим удостоверяется, что

**ТУРОВСКИЙ СЕРГЕЙ ВАЛЕРЬЕВИЧ**

магистрант группы 108/1, 1 курса  
строительного факультета  
Томского государственного  
архитектурно-строительного университета  
участвовал с докладом «ОЦЕНКА ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ  
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ С БЕЗРИГЕЛЬНЫМ  
ПЕРЕКРЫТИЕМ» на 65-й Юбилейной университетской научно-технической  
конференции студентов и молодых ученых

Научный руководитель - **Пахмури́н Олег Равильевич**,  
к.т.н., доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций  
строительного факультета ТГАСУ

25 апреля 2019 года

Ректор

**В.А. Власов**



---

---

ФГБОУ ВО Томский государственный архитектурно-строительный университет



IX МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

«ИНВЕСТИЦИИ, СТРОИТЕЛЬСТВО, НЕДВИЖИМОСТЬ  
КАК ДРАЙВЕРЫ СОЦИАЛЬНО-ЭКОНОМИЧЕСКОГО РАЗВИТИЯ  
ТЕРРИТОРИИ И ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА ЖИЗНИ НАСЕЛЕНИЯ»

---

---

# ДИПЛОМ III СТЕПЕНИ

награждается

**Туровский Сергей Валерьевич,**  
магистрант Томского государственного  
архитектурно-строительного университета

научный руководитель **Пахмурин О.Р.**  
за доклад на тему:

**«АНАЛИЗ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ  
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ  
С БЕЗРИГЕЛЬНЫМ ПЕРЕКРЫТИЕМ»**

Проректор по научной  
работе ТГАСУ

**П.А. Елугачев**

Томск-2019

---

---

Международная научно-практическая конференция  
**«Научно-практические исследования»**  
(дата проведения - 10.01.2020)

# СЕРТИФИКАТ

Туровский Сергей Валерьевич

Доклад на тему:

**Определение наиболее эффективной расстановки жесткостных конструкций в здании с безригельным перекрытием**

Сертификат подтверждает участие в конференции и публикацию статьи в периодическом издании «Научно-практические исследования», № 9.1 (24), 2020

Научный руководитель – Пахмурин Олег Равильевич, к.т.н., доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет

Руководитель WEEQLY.RU



*В.А. Соловьёв* / В.А. Соловьёв /

#0296

УДК 624.94:624.074:69.059.1

*С.В. ТУРОВСКИЙ, магистрант,*

*О.Р. ПАХМУРИН, кандидат технических наук, доцент*

*Научный руководитель:*

*О.Р. ПАХМУРИН, кандидат технических наук, доцент*

## ОЦЕНКА ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ С БЕЗРИГЕЛЬНЫМ ПЕРЕКРЫТИЕМ

В данной статье рассмотрена пространственная работа строительных конструкций сооружения при воздействии пульсационных ветровых нагрузок, приведены примеры деформаций, возникающих при некорректной расстановке жестких конструкций. Работа сооружения рассмотрена на примере существующего здания с безригельным перекрытием.

**Ключевые слова:** здание; нагрузка; ось; каркас; жесткость; этаж; система.

В настоящее время интенсивно развивается применение полносборных или монолитных каркасных зданий, в том числе с безригельным перекрытием. Одним из примеров сборного каркасного строительства является система «КУБ-2,5». Данная конструкция предусматривает использование сборного железобетонного каркаса, сборно-монолитного железобетонного перекрытия и навесных (ненесущих) наружных стен. Пространственная жесткость и устойчивость каркаса обеспечиваются замоноличиванием стыков между сборными элементами и применением системы вертикальных связей по колоннам. Передача горизонтальных усилий на колонны и элементы жесткости обеспечивается замоноличиванием стыков панелей перекрытия с превращением их в жесткий диск в горизонтальной плоскости. Данная конструктивная система предполагает строительство зданий высотой до 15 этажей включительно, но в реальной ситуации встречаются сооружения с этажностью, превышающей предельную этажность, предусмотренную системой. Опыт эксплуатации показывает, что в таких зданиях развиваются деформации, превышающие предельно допустимые, в соответствии с действующими нормативными документами, значения.

Объектом исследования является жилой дом, возведенный по системе «КУБ-2,5» в 2008 г. и представляющий собой семнадцатизэтажное сооружение, включая технический этаж. Здание прямоугольной в плане формы с габаритными размерами между модульными разбивочными осями 24,00×19,90 м. Отметка верха стен технического этажа +55,43 м. Здание оборудовано подвалом. Отметка пола подвала -2,5 м. Фундаменты свайные. Кровля плоская.

В нарушение требований унифицированной системы сборно-монолитного безригельного каркаса [1] здание запроектировано и возведено семнадцатизэтажным. Кроме того, каркас семнадцатого (технического) этажа выполнен в металлическом исполнении из прокатных стальных профилей. Следует отметить, что пространственная жесткость стального каркаса существенно ниже жесткости железобетонного каркаса.

Вертикальные устои жесткости подвального этажа выполнены в виде железобетонных диафрагм толщиной 160 мм. На жилых этажах (с 1 по 16) устои жесткости выполнены в виде связей-подкосов из сборных железобетонных элементов сечением 200×250 мм. На техническом этаже, в связи с заменой рам на стальные, установлены крестовые металлические связи из спаренных равнополочных прокатных уголков.

Согласно требованиям п. 5.17 [2], нерегулярную несущую конструктивную систему рекомендуется проектировать таким образом, чтобы центр жесткости и центр масс конструктивной системы были как можно ближе к месту расположения равнодействующей вертикальной нагрузки.

Вертикальная нагрузка создается собственным весом строительных конструкций и полезной нагрузкой на перекрытия и массой снега, расположенной на покрытии здания. При выполнении анализа принятых конструктивных решений дома выявлено, что при фактически прямоугольной форме дома в плане его конструкция имеет одну ось симметрии, совпадающую с координационной осью «5». В противоположном направлении (вдоль буквенных осей) здание ассиметрично.

Геометрический центр и центр масс располагаются между осями «Г» и «Д», элементы жесткости, образующие центр жесткости в данном направлении (диафрагмы в подвальном этаже и связи на 1–16 этажах располагаются по оси «Г» (рис. 1).

# Analysis of spatial state of multistory building with ceiling without beams

Sergey Turovsky<sup>1\*</sup>, and Oleg Pakhmurin<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Tomsk State University of Architecture and Building, 634003 Tomsk, Solianaya sq., 2, Russia

**Abstract.** In this paper, we discuss a spatial work of construction structures under an influence of pulsating wind loads. There are examples of deformations those arise from incorrect arrangement of rigid structures. We consider the forms of oscillation of a frame building and show the result of their incorrect sequence. There are calculations in software and computer complex and their results are shown in the form of isofields of internal stress of enclosing structures. The results of calculations are compared with real deformations of structures. The work of a structure is considered on the example of an existing building.

## 1 Introduction

Currently, the use of fully assembled or monolithic frame buildings is intensively developing. One example of prefabricated frame construction is the system "Unified design system-2.5". It has precast concrete frame, precast-monolithic reinforced concrete floor and curtain exterior walls. Spatial rigidity and stability of the frame is provided by united joints between the prefabricated elements and using of a system of vertical links along the columns. Horizontal transmission of efforts on the columns and stiffeners is provided by the united joints of panels of the ceiling, transforming them into the hard disk in the horizontal plane. This structural system involves the construction of buildings up to 15 floors, but in the real situation there are buildings with floors exceeding the maximum number of floors provided by the system. Operating experience shows that such buildings have deformations which exceed the norms.

The object of this study is the building with the system "Unified design system-2.5" which was built in 2008. It is a seventeen-storey building, including a technical floor. The building is rectangular shape with dimensions between the modular centre axes 24.00×19.90 m. The mark of the top of the technical floor + 55.43 m. The building has a basement. The mark basement floor is -2.5 m. The roof is flat.

The building was designed and built with violation of the requirements [1], because it has seventeen floors. In addition, the frame of the seventeenth (technical) floor was made in a metal version of rolled steel profiles. It should be noted that the spatial stiffness of the steel frame is significantly lower than the stiffness of the concrete frame.

It is necessary to create a significant spatial stiffness to reduce the magnitude of horizontal deformation from the wind load in residential buildings with a large number of

---

\* Corresponding author: [turovskii03@gmail.com](mailto:turovskii03@gmail.com)



## **Определение наиболее эффективной расстановки жесткостных конструкций в здании с безригельным перекрытием**

Туровский С.В.

Томский государственный архитектурно-строительный университет

*Научный руководитель – Пахмурина О.Р., к.т.н., доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет*

В данной статье рассматривается пространственная работа сооружения под воздействием пульсационных ветровых нагрузок. Приведены варианты расстановки диафрагм жесткости и устоев в плане. Выдвинута теоретическая причина несправной пространственной работы сооружения под действием горизонтальных нагрузок. Результаты расчетов в программном комплексе представлены в виде форм собственных колебаний здания, определяющих горизонтальную жесткость сооружения.

Ключевые слова: жесткость, центр, здание, сооружение, горизонтальный, нагрузка, схема.

### **1. Введение**

Объектом исследования является жилой дом возведенный по системе «КУБ-2,5» [1] в 2008 году представляющий собой семнадцатизэтажное сооружение, включая технический этаж. Здание прямоугольной в плане формы с габаритными размерами между модульными разбивочными осями 24,00×19,90 м. Отметка верха стен технического этажа + 55,43 м.

По причине того, что геометрический центр, центр масс и центр жесткости в направлении буквенных осей не совпадают, при воздействии ветровых нагрузок (статических и пульсационных) в направлении буквенных осей происходит «закручивание» здания вокруг вертикальной оси. В связи с этим, при действии горизонтальных ветровых нагрузок развиваются значительные по величине крутящие моменты, и соответствующие им деформации кручения, не предусмотренные унифицированной системой сборно-монолитного безригельного каркаса

Необходимо создать значительную пространственную жесткость для уменьшения величины горизонтальные деформации от ветровой нагрузки в жилых зданиях с большим количеством этажей [2]. Зачастую преследуя цель наибольшего экономического эффекта, проектировщики не уделяют достаточно внимания обеспечению пространственной жесткости конструкции. Этот факт приводит к нарушению эксплуатационной пригодности здания

### **2. Варианты расположения жесткостных конструкций в плане**

Для выбора наиболее эффективной расстановки жесткостных конструкции в планы, выполнено моделирование наиболее очевидных вариантов объемно-конструктивных решений здания с учётом условия нормальной эксплуатации сооружения. Ниже приведены наиболее показательные варианты где, синий крест- центр жесткости,