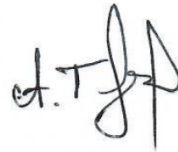


Международная Образовательная Корпорация

УДК 699.841:693.5(574.51)



На правах рукописи

ТУЛЕЕВ АЛИ ТУРСЫМБАЕВИЧ

**Сейсмостойкость высотных зданий из монолитного железобетона для
условий города Алматы**

8D07321- «Строительство»

Диссертация на соискание степени доктора философии (PhD)

Научный консультант:
Абаканов Танаткан Доскараевич,
д.т.н., профессор-исследователь

Зарубежный научный консультант:
Бегалиев Улугбек Турдалиевич,
д.т.н., профессор

Республика Казахстан
Алматы, 2026

СОДЕРЖАНИЕ

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	4
ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	5
ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ.....	6
ВВЕДЕНИЕ.....	7
1 ОСНОВНЫЕ ПОДХОДЫ К ПОВЫШЕНИЮ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ, В ТОМ ЧИСЛЕ ВЫСОТНЫХ.....	12
1.1 Обзор исследований по повышению сейсмостойкости зданий	12
1.2 Явление землетрясения и землетрясения с очагами в пределах города Алматы	15
1.3 Конструктивные системы монолитных высотных зданий, возведенных в обычных и сейсмических зонах.....	18
1.4 Методика оценки сейсмостойкости зданий и анализ расчетных положений современных норм стран СНГ и Республики Казахстан	26
Выводы по разделу 1.....	32
2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОНОЛИТНОГО 35-ЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ВИБРОМАШИНЫ ТИПА В-3.....	35
2.1 Методика испытания высотных зданий, динамические воздействия, датчики, аппаратура для регистрации.....	35
2.2 Объект испытаний.....	39
2.3 Проверка прочности бетона и арматуры.....	41
2.4 Способ создания динамических нагрузок на объект испытаний. Методика испытаний и регистрирующая аппаратура.....	43
2.5 Динамические параметры и особенности деформирования объекта в процессе испытаний.....	47
2.6 Результаты визуального обследования несущих и ненесущих конструкций здания после вибрационных воздействий.....	53
2.7 Анализ инструментальных данных, полученных при вибрационных испытаниях экспериментального объекта.....	53
Выводы по разделу 2.....	55
3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОНОЛИТНОГО 22-Х ЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ ПРИ ПОМОЩИ ОТТЯЖКИ ИХ ТРОСОМ, С ПОСЛЕДУЮЩИМ МГНОВЕННЫМ СБРОСОМ СТАТИЧЕСКИ ПРИЛОЖЕННОЙ НАГРУЗКИ.....	57
3.1 Введение.....	57
3.2 Объект испытаний.....	58
3.3 Методика испытаний.....	61
3.4 Результаты испытаний.....	64
3.5 Инженерный анализ.....	68

	Выводы по разделу 3.....	71
4	РЕАКЦИЯ 22-Х ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫХ ЗАПИСЕЙ УСКОРЕНИЙ (СПЕКТРАЛЬНО-ВРЕМЕННОЙ МЕТОД).....	73
4.1	Введение.....	73
4.2	Объекты и методы.....	73
4.3	Результаты.....	79
	Выводы по разделу 4.....	81
5	СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ПАРАМЕТРОВ РАСЧЕТНЫХ ПОЛОЖЕНИЙ НОРМ.....	83
	Выводы по разделу 5.....	88
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	90
	СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	94
	ПРИЛОЖЕНИЕ А - Экспериментальные исследования работы монолитного 35-этажного жилого высотного здания, расположенного в г. Алматы.	104
	ПРИЛОЖЕНИЕ Б - Экспериментальные исследования работы монолитного 22-этажного жилого высотного здания, расположенного в г. Алматы.....	110
	ПРИЛОЖЕНИЕ В - Проверка несущей способности (для сравнительного анализа) несущих элементов железобетонного монолитного рассматриваемого высотного здания, выполненная в соответствии с положениями НТП к СП РК EN 1998–1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций.....	129

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В данной диссертационной работе использованы ссылки в соответствии со следующими стандартами и нормативными документами:

СП РК EN 1998–1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций - Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий».

СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1. Общие правила и правила для зданий».

СП РК EN 1990:2002+A1:2025 «Основы проектирования несущих конструкций».

СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 «Воздействия на несущие конструкции» Часть 1–1. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки на здания».

СП РК 2.03-30-2017* «Строительство в сейсмических зонах»;

СП РК 2.03-31-2020 «Застройка территории города Алматы с учетом сейсмического микрозонирования».

СП РК 2.04-01-2017 «Строительная климатология».

СП РК 3.02-02-2008 «Проектирование многофункциональных высотных зданий и комплексов».

НТП РК 08–01.1–2017 (к СП РК EN 1998–1:2004/2012) «Проектирование сейсмостойких зданий. Часть: Общие положения. Сейсмические воздействия».

НТП РК 08–01.2–2021 (к СП РК EN 1998–1:2004/2012) «Проектирование сейсмостойких зданий. Часть: Проектирование гражданских зданий. Общие требования».

НТП РК 08–01.7–2021 (к СП РК EN 1998–1:2004/2012) «Проектирование сейсмостойких зданий. Часть. Высотные здания» (с изм. 2021-12-15).

НТП РК 08–01.3–2021 (к СП РК EN 1998–1:2004/2012) «Проектирование сейсмостойких зданий. Часть: Здания из монолитного железобетона».

Национальное Приложение к СП РК EN 1998–1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций - Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий».

Национальное Приложение к СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1. Общие правила и правила для зданий».

СТ РК EN 206–2017 «Бетон. Технические требования, показатели, производство и соответствие (введен 2019-01-01).

Межгосударственный стандарт ГОСТ 27751–2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» (введен 2018-05-04).

СТ РК ИСО 6892-1-2010 «Материалы металлические. Испытания на растяжение. Часть 1. Испытание при комнатной температуре».

Межгосударственный стандарт ГОСТ 34028–2016 «Прокат арматурный. Технические условия» (введен 2018-01-01).

ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В данной диссертации используются следующие термины с соответствующими определениями:

Высотное здание – Многоэтажное здание с количеством надземных этажей от 20 до 50 включительно или высотой от 75 до 200 метров включительно.

Диссипативные зоны – предварительно определенные локальные участки диссипативной конструкции, в которых главным образом реализуется их способность к диссипации энергии. Эти участки называются также критическими зонами или областями.

Диссипация энергии – рассеяние энергии сейсмических колебаний.

Конструктивный элемент – физически различимая часть конструктивной системы (например, колонна, балка, плита, связь, стена и др.).

Конструктивная система – сформированная комбинация конструкций здания, объединенных определенным способом для совместной работы.

Конструктивно-компоновочная схема (конструктивная схема) – вариант конструктивной системы здания по признакам состава и пространственного размещения ее элементов.

Коэффициент поведения – коэффициент редукиции, используемый для уменьшения сил (эффектов сейсмического воздействия), определенных в результате линейного расчета, с целью учета нелинейной реакции здания, обусловленной нелинейной работой материала, конструктивной системы, основания и особенностями принятой методики проектирования.

Коэффициент ответственности – мультимодальный коэффициент, используемый при определении расчетных сейсмических нагрузок на здание и учитывающий социально-экономические последствия отказа здания в зависимости от его функционального назначения, этажности (высоты) и значимости для гражданской защиты населения.

Свободные колебания системы – колебания консервативной (недемпфированной) системы, происходящие без переменного внешнего воздействия и поступления энергии извне для поддержания колебательного процесса.

Собственные колебания системы – свободные колебания консервативной системы по одной из собственных форм после начального кратковременного возмущения, после чего система предоставляется самой себе.

Собственная форма колебаний системы – форма колебаний консервативной линейной системы, колеблющейся с одной из собственных частот. Каждой собственной частоте соответствует определённая форма колебания, т.е. определённое соотношение между всеми амплитудными перемещениями.

Собственная частота колебаний системы – любая из частот свободных колебаний консервативной линейной системы.

ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

- СН РК – Строительные нормы Республики Казахстан
СП РК – Свод правил Республики Казахстан
ГОСТ – Государственный стандарт
EN – Eurocode (Европейский стандарт)
ISO – Международная организация по стандартизации (International Organization for Standardization)
СТ РК EN – актуализированный европейский стандарт Республики Казахстан
- ПК – программный комплекс
МПа – Мега паскаль (единица измерения)
НТП РК – Нормативно-техническое пособие Республики Казахстан
В-3 – тип центробежной машины
РСС – регистратор
АЦП – аналого-цифровой преобразователь
ADXL103, ADXL203 – датчики акселерометры
СМ-3 – сейсмоприемники
РСМ – цифровой измерительный комплекс
ИПС-МГ4.03- метод ударного импульса для определения характеристики бетона
- k – коэффициент пропорциональности
 S_0 – начальная площадь поперечного сечения образца-арматуры, мм²
 T – периоды колебаний, сек
 δ – логарифмический декремент колебаний
 ξ – коэффициент диссипации, затухания (в % от критического) ускорения, м/с²
P3, P4 – название файла
 n – число этажей
 α – коэффициент, зависящий от конструкций зданий
Акс.24, Акс.25 и т.д. – шифр акселерограммы
 $S_d(T_i)$ – значение спектра расчетных реакций в ускорениях на периоде T_i
 γ – частный коэффициент
 γ_c – частный коэффициент для бетона
 γ_s – частный коэффициент для арматуры
 γ_f – частный коэффициент для нагрузки
 γ_{Ih} – мультимодальный коэффициент (коэффициент ответственности по высоте)
- k_3 – коэффициент, учитывающий количество этажей здания свыше пяти
 α_{cc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных процессов на прочность при сжатии и неблагоприятных последствий в результате способа приложения нагрузки.

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность исследования. В последние годы в городе Алматы наблюдается значительное увеличение высоты зданий, возводимых в условиях высокой сейсмичности 9 баллов. Эта тенденция обусловлена современными градостроительными требованиями и острым дефицитом свободной территории в крупных городах, что характерно не только для Алматы, но и для многих мегаполисов мира. В конце XX века самым высоким зданием в 9-бальных районах СНГ была 25-этажная гостиница «Казахстан». Однако с 2005 года в Алматы начали строиться десятки высотных зданий высотой от 20 до 35 этажей, что ставит новые задачи перед проектировщиками и строителями.

Проектирование и строительство высотных зданий в сейсмических районах представляют собой сложную инженерную задачу, решение которой возможно только при наличии соответствующей нормативной базы и специального материально-технического обеспечения. Однако существующие строительные нормы Республики Казахстан и аналогичные нормы других стран СНГ недостаточно регламентируют проектирование высотных зданий в условиях высокой сейсмичности.

С введением Сводов правил и нормативно-технических пособий [1-4], нацеленных на проектирование сейсмостойких конструкций, возникла необходимость в разработке специальных технических условий (СТУ), которые конкретизируют существующие нормы в зависимости от условий строительства и конструктивных особенностей зданий. Особенно важным является учет различий между расчетными и реальными сейсмическими нагрузками, которые должны быть компенсированы конструктивными мерами. Высотные здания, возводимые в сейсмических районах Казахстана, как правило, проектируются в виде каркасно-стеновых или рамно-связевых конструктивных систем, для которых значение коэффициента γ_{Ih} равно 1,8.

Эти мероприятия направлены на повышение прочности и способности к пластическому деформированию несущих элементов, в наибольшей степени ответственных за сейсмостойкость высотных зданий. В то же время, работы по регламентации основных принципов проектирования высотных зданий в сейсмических зонах нельзя считать полностью завершенными. Имеется целый ряд концептуальных вопросов, ответы на которые можно получить только в результате накопления и обобщения экспериментальных данных о фактической работе высотных зданий при нагрузках типа сейсмических.

Исходя из природы и особенностей сейсмических воздействий, наиболее предпочтительными являются экспериментальные исследования, при проведении которых можно создать динамические воздействия типа сейсмических. Подобные эксперименты позволяют получить достаточно объективную информацию об эффективности принятых конструктивных решений зданий или их отдельных элементов, не проходивших ранее проверку в условиях реальных землетрясений, а также о достоверности расчетных моделей, применяемых для обоснования сейсмостойкости конструктивных систем.

Каждое землетрясение характеризуется уникальными спектральными и амплитудными параметрами, что отличает его от предыдущих событий. Тем не менее, практика моделирования сейсмических воздействий с помощью расчетных акселерограмм, основанных на данных прошлых землетрясений, получила широкое распространение во всем мире. Более того, динамический анализ конструкций зданий и сооружений на основе таких акселерограмм стал обязательным требованием в нормативной документации при проектировании уникальных и ответственных объектов.

Поэтому, исследование собственных динамических характеристик высотных зданий и их сейсмостойкости становится крайне актуальным. Экспериментальные исследования, которые учитывают динамический характер нагружения, могут предоставить объективные данные о работоспособности конструкций в реальных условиях сейсмических воздействий. В условиях продолжающегося строительства высотных зданий в сейсмически активных регионах Казахстана, подобные исследования имеют решающее значение для повышения безопасности и сейсмостойкости новых объектов, что делает данную тему особенно *актуальной и востребованной*.

Объект исследования: высотные монолитные здания г. Алматы, испытывающие действия сейсмических нагрузок в условиях высокой сейсмичности (9-баллов).

Предмет исследования: Экспериментальные исследования высотных зданий, проводимые на примере 22- и 35-этажных жилых домов в условиях г. Алматы.

Цель диссертации: Комплексное решение **научно-технической проблемы** проектирования и строительства сейсмостойких высотных зданий в зонах высокой сейсмической опасности для условий г. Алматы.

Разработка и внедрение усовершенствованного метода расчета высотных зданий будет учитывать динамические характеристики, полученные в ходе экспериментальных исследований. Такой подход, основанный на данных реальных испытаний, позволит более достоверно проводить сравнительный анализ собственных колебаний высотных сооружений с их расчетными моделями и выявить степень соответствия результатов расчетного анализа проектируемой конструктивной системы результатам эксперимента. В современных условиях это является более надежным методом оценки сейсмостойкости и динамических характеристик высотного здания, и являются весьма актуальными.

Для достижения указанной цели поставлены следующие основные **задачи диссертационной работы:**

1. Определить основные собственные динамические характеристики высотного здания, такие как периоды колебаний, декременты затухания, формы колебаний и т.д.
2. Проанализировать диссипативные свойства высотного здания при воздействии сейсмических нагрузок.

3. Оценить способности дисков перекрытий распределять горизонтальные сейсмические нагрузки между вертикальными элементами.

4. Сравнить экспериментально полученные значения собственных динамических параметров высотного здания с расчетными показателями.

5. Выявить степень соответствия результатов расчетного анализа проектируемой конструктивной системы результатам экспериментальных исследований.

6. Проверить соответствие фактических характеристик применяемых материалов проектным показателям.

7. Провести расчеты максимальных перемещений рассматриваемого высотного здания, используя наборы инструментальных акселерограмм (спектрально временный метод), и сравнить результаты с данными, полученным спектральным методом.

8. Выполнить расчеты рассматриваемых высотных монолитных зданий в соответствии с требованиями СНиП РК 2.03-30-2006 и нормативно-техническому пособиями (НТП) к СП РК EN 1998-1:2004/2012, с целью уточнения и рекомендации по основным параметрам расчетных положений таких, как коэффициент высотности и коэффициенты безопасности по материалам.

9. На основе результатов экспериментальных и теоретических исследований разработать рекомендации по расчету и проектированию высотных монолитных зданий каркасно-стеновой конструктивной системы в сейсмических зонах для условий г. Алматы.

Методы исследования.

В рамках данного исследования были применены методики исследования, включающие экспериментальные исследования высотных зданий с использованием вибрационные машины инерционного действия (тип ВЗ), а также метод «оттяжки». Свойства бетона определялась неразрушающими методами контроля с помощью ИПС-МГ4.03 (метод ударного импульса). Для определения механических свойств арматурной стали применен европейский стандарт СТ РК ИСО 6892-1-2010. Расчеты выполнялись с использованием программных комплексов «Лира-САПР 2024(R2x64)» (лицензия № 1475, ID ключа 715420202) и «ETABS v23.2.0 Build 4400».

Научная новизна и практическая ценность заключается в том, что:

1. Впервые получены новые экспериментальные данные касательно параметров собственных динамических характеристик (периоды колебаний, декременты затухания, формы колебаний и т.д.) в результате испытаний 22- и 35-этажных монолитных высотных жилых домов в условиях г. Алматы с однотипными конструктивными системами.

2. Рекомендованы при определении расчетных сейсмических нагрузок на объекты подобного типа значения логарифмических декрементов колебаний принимать в пределах 0,12...0,18 ($\xi = 2...3\%$).

3. Уточнены и скорректированы основные параметры расчётных положений, таких как коэффициент высотности, коэффициенты безопасности по

материалам (бетон и арматура), применяемых для расчета высотных зданий. Результаты исследования будут использованы для внесения Национальных Приложений (НП) к СП РК EN 1998–1:2004/2012.

4. На основании анализа экспериментальных испытаний и статистических обработки рекомендована формула для практического применения для определения периодов колебаний высотных зданий $T = \alpha \cdot N$, где N – число этажей, α - коэффициент, принимаемый равный 0,045.

5. На основе полученных экспериментальных и расчетных данных были разработаны рекомендации для расчета и проектирования высотных монолитных зданий каркасно-стеновой системы в сейсмических зонах для условий г. Алматы.

Основные положения, выносимые на защиту:

1. Применение методики расчетно-параметрического анализа экспериментальных данных, полученных при испытаниях высотных зданий в условиях территории г. Алматы, с использованием спектральных и спектрально-временных моделей сейсмического воздействия.

2. Результаты натурных динамических испытаний, полученные экспериментальным путём и подтверждённые расчётами, для 35-этажного монолитного высотного здания г. Алматы.

3. Результаты экспериментального испытаний методом сброса нагрузки (оттяжки), проведённого на 22-этажном здании в г. Алматы с конструктивной системой, аналогичной 35-этажному зданию и подтвержденные расчётами.

4. Закономерности существенных изменений динамических характеристик и диссипативных свойств каркасно-стеновых конструктивных систем высотных зданий по мере увеличения их этажности в сравнении со зданиями малой и средней высотности. Рекомендованы при определении расчетных сейсмических нагрузок на объекты подобного типа значения логарифмических декрементов колебаний принимать в пределах 0,12...0,18 ($\xi = 2...3\%$).

5. Установлено закономерности изменение значения периода колебания T высотного здания с увлечением этажности. Увеличение периода колебаний здания на каждый этаж составляет примерно $T = 0,045$ сек. Это дает возможность использовать формулу $T = \alpha \cdot N$, где N - количество этажей, α - коэффициент, зависящий от конструктивных систем здания. Для каркасно-конструктивных систем зданий на усреднённых грунтовых условиях г. Алматы рекомендуется принимать коэффициент $\alpha = 0,045$.

6. Методика расчета и проектирования высотных монолитных зданий каркасно-стеновой конструкции в сейсмических районах и разработка на этой основе рекомендации [1, с. 45] по использованию более точных расчетных моделей для обеспечения сейсмостойкости указанных систем.

Область применения – строительство, сейсмостойкое строительство, проектирование сейсмостойких высотных зданий.

Личный вклад автора заключается в формулировке цели работы и основных задач диссертации; сборе и обобщении материалов исследований; участие в проведении экспериментальных испытаний высотных зданий в г.

Алматы (результаты испытаний 35-ти этажного здания были проанализированы и обобщены на основе данных технического отчета, подготовленного к.т.н. Ицковым И.Е.); разработке рекомендации по расчету и проектировании высотных зданий; проведении сравнительных расчетов высотных зданий с последующим анализом; интерпретация полученных результатов; формулировании выводов и основных положений, выносимых на защиту; написании научных статей и докладов по теме диссертации.

Публикация и апробация работы:

По теме диссертации опубликовано 5 работ, в том числе 2 статьи опубликованы в научных и научно–практических изданиях, включенных в Перечень рекомендуемых КОКСНВО МНВО РК и одна статья в журнале, индексируемом в базе данных Scopus, в журнале с процентилем по строительству зданий и сооружений – 39. Также 2 статьи опубликованы в прочих изданиях.

Публикации.

1. A.Tuleyev, Z.Omarov, T.Abakanov, V.Lapin, T.Tuleyev «Vibration test of a high-rise monolithic building». International Journal of Geomate, 2023, 25(109), 149-156 (Scopus, процентиль 44).

2. Тулеев А.Т., Абаканов Т., Лапин В.А., Бегалиев У.Т., Тулеев Т.Д. «Сейсмостойкость высотных монолитных зданий для условий г. Алматы». Научно-технический журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». DOI 10.37153/2618-9283. Москва. Вып. 03. 2024. 16с.

3. Тулеев А. Т., Омаров Ж.А., Лапин В.А., Алдахов Е.С. «Динамические испытания высотного монолитного здания». Научно-технический журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». DOI 10.37153/2618-9283. Москва. Вып. 05. 2024. 16с.

4. А.Т. Тулеев, Т.Д. Абаканов, В.А. Лапин, У.Т. Бегалиев, О.Д. Сейтказинов, К.К. Джолдасова «Влияние этажности на сейсмостойкость высотных монолитных зданий в Алматы». Вестник Казахской головной архитектурно-строительной академии. QazBSQA Хабаршысы №4 (94), 2024 г. 183 с.

5. А.Т. Тулеев, Т. Абаканов, У.Т. Бегалиев, В.А. Лапин «Сейсмическая реакция 22-этажного монолитного здания на основе инструментальных записей ускорений». Вестник Казахской головной архитектурно-строительной академии. QazBSQA Хабаршысы №4 (98), 2025 г. 241 с.

Структура и объем работы: Диссертационная работа состоит из пяти глав основной части, заключения, списка использованных литератур и приложений. Работа изложена на 138 страницах и 3 приложений, содержит 25 таблиц, 46 рисунков, список использованных литератур из 121 наименований.

1 ОСНОВНЫЕ ПОДХОДЫ К ПОВЫШЕНИЮ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ, В ТОМ ЧИСЛЕ ВЫСОТНЫХ

1.1 Обзор исследований по повышению сейсмостойкости зданий

Проблемами сейсмостойкого строительства, развитием динамических методов расчета, а также проблемами экспериментальных испытаний зданий занималось большое количество отечественных и зарубежных ученых.

Различные вопросы теории сейсмостойкости нашли свое отражение в работах Я.М. Айзенберг, Т.Ж. Жунусова, Т.Д. Абаканова, У.Т. Бегалиева, И.И. Гольденבלата, С.В. Полякова, Г.А. Джинчвелашивили, О.В. Мкртычева, Б.Г. Коренева, Н.А. Николаенко, Т.Р. Рашидова, С.В. Кузнецова, В.А. Лапина, А.М. Уздина, Ю.Д. Черепинского, Н. Ньюмарк, Ш. Окамота, Э. Розенблюэт, А.К. Chopra, и др. [5-48].

Проблему экспериментальных исследований зданий изучали Жунусов Т. Ж., Ашимбаев М.У., Ицков И.Е., Абаканов Т.Д., Бучацкий Е.Г., Бегалиев У.Т., Парамзин А.М., Краснянский В.Р., Щукина М.Н., Немчинов Ю. И., Шуллер В.И., Шапиро Г.А., Симон Ю.А, Барков Ю.В, Выпряхкин Ю.Ф., Хачиян Э.У., Ашкинадзе Г.Н., Кавасума Х, Канаи К и другие [9, 11, 12, 14, 18-20, 23-33, 35, 47, 49].

Результаты многочисленных научных разработок находят свое применение в практике сейсмостойкого строительства. По мнению Жунусова Т. Ж. с точки зрения сейсмоопасности, высотные здания имеют ряд специфических особенностей. В связи с этим, проектирование и строительство таких сооружений требует повышенных требований к их сейсмостойкости. Это обусловлено тем, что последствия разрушения высотного здания более катастрофичны, чем малоэтажного, ввиду одновременного пребывания в них большого количества людей, затрудненной эвакуации во время и после землетрясения, а также угрозы обрушения для соседних построек. В связи с этим приобретает актуальное значение экспериментальная проверка сейсмостойкости этих зданий [9, с. 230-255].

В настоящее время для изучения фактической работы реальных сооружений все шире применяется вибрационный метод (резонансный метод). Данный метод характеризуется сравнительной простотой, быстротой и экономичностью, позволяя получать ясные и количественно определяемые силовые воздействия на объект с заранее заданной частотой, значение которой легко и точно регулируется. Вибрационные испытания конструкций предоставляют реальную возможность выявления расчетной схемы конструкции при различных уровнях силового воздействия, а также установления четкой взаимосвязи между работой конструкции и деформационными характеристиками основания.

Данные, полученные в результате вибрационных испытаний, в совокупности с результатами физико-механических исследований материалов и испытаний отдельных фрагментов, узлов и элементов конструкции, наиболее

полно характеризуют работу сооружения. Это, в свою очередь, позволяет проектировать конструкции с минимальными затратами материалов и средств.

Учитывая вышеперечисленные преимущества, вибрационный метод занимает одно из ведущих мест среди методов, применяемых при исследованиях натуральных объектов [9, с. 230-255].

Под руководством Д. Хадсона [51] была создана совершенная система, состоящая из четырех вибраторов небольшой мощности, синхронизированных по частоте и фазе, и автоматической следящей системы управления и синхронизации. В это же время появилось большое число отечественных вибромашин (системы Н.Н. Максимова, А.Л. Долинжева, Е.О. Патона К.И. Безухова). Широко применяют в Японии вибрационный метод для исследований объектов [51, 49].

Таким образом, в настоящее время вибрационные испытания вошли в практику исследований динамики и сейсмостойкости зданий и находят все большее применение для натуральных испытаний строительных конструкций.

В многочисленных работах отечественных и зарубежных исследователей [18-65] даны анализы некоторых вопросов прочности конструкций жилых, общественных и производственных зданий при воздействии инерционных сил, полученные в результате испытания с помощью вибрационных машин ряд важных объектов. А также проведены прогнозы землетрясения и новые теоретические обобщения, позволяющие глубоко проанализировать имеющиеся и новые данные по прочности конструкций при воздействии инерционных сил [5-17, 50-94, 111].

В последнее время вибрационные натурные испытания всё чаще используются для исследований зданий, расположенных в городе Алматы. Преимущества такого подхода и результаты основных экспериментов подробно изложены в ранее опубликованных работах [9, с. 230-255], [16, 20, 24-28].

В исследованиях [26-32] были проведены вибрационные испытания зданий различной конструктивных схем и высоты, выполненных из железобетонных конструкций. Для определения динамических свойств и оценки сейсмической устойчивости использовалась вибрационная машина инерционного типа.

С 1960 года в Казахстане ведется активное внедрение экспериментальных конструкций жилых зданий путем натуральных испытаний. Данные проекты реализуются в рамках экспериментальных исследований, направленных на изучение поведения зданий различной архитектурно-конструктивной схемы и этажности в условиях, максимально приближенных к сейсмической активности.

В работе [31] были проведены испытания головного объекта серии зданий С-69 с использованием самой мощной вибромашин В-3, доступной в стране.

Вибрационная машина крепилась к раме с помощью анкерных болтов, специальных упоров и подкосов, привариваемых к раме и препятствующих вертикальным и горизонтальным смещениям вибромашин.

Период свободных колебаний объекта составил, в поперечном направлении $T_x = 0,20$ сек и в продольном $T_y = 0,14$ сек. Логарифмические

декременты колебаний были равны: в поперечном направлении $\lambda = 0,16$ и в продольном $\lambda = 0,12$. В ходе испытаний были выявлены резервы несущей способности экспериментального объекта, что позволило внести коррективы в типовую проект данной серии домов.

В работе [32, с. 28-31] приведены результаты испытаний 12-этажного жилого дома каркасно-ствольной конструкции с расчетной сейсмичностью 9 баллов. Для проверки принятых в проекте расчетных положений, определения динамических параметров, а также исследования напряженно-деформированного состояния конструкций при действии горизонтальных динамических нагрузок институтом с помощью вибрационной машины В-3 проведены динамические испытания построенного дома. Результаты проведения экспериментальных исследований показали, что принятая при проектировании расчетная схема сооружения недостаточно точно отражает действительную работу последнего и нуждается в корректировке. Расчетный период свободных колебаний, равный 1,53 сек, это более чем в разы превосходит опытное значение начального периода собственных колебаний, составляющего 0,68–0,71 сек. Начальные логарифмические декременты колебаний составляют 0,09–0,15 с ростом нагрузки логарифмические декременты колебаний возрастают до 0,24–0,33.

Первым высотным зданием города была 25-этажная гостиница «Казахстан», которая была испытана с помощью вибрационной машины инерционного действия и на которой расположена станция инженерно-сейсмометрической службы [26]. В течение 40 лет выполнялся мониторинг поведения здания при сейсмических воздействиях различной интенсивности.

Экспериментальные исследования по оценке сейсмостойкости в условиях города Алматы зданий с ядром жесткости также выполнены с помощью вибромашины В-3 [27]. Первое высотное здание (ныне гостиница Казахстан), спроектированное в районах с сейсмической активностью 9 баллов, было возведено в 1976 году в городе Алма-Ате (в настоящее время Алматы). Для верификации принятых расчетных предпосылок и конструктивных решений проведено комплексное динамическое испытание с использованием мощной вибромашины инерционного воздействия. Получены характеристики колебаний опытного здания, отвечающие двум его формам деформирования по высоте. Периоды колебаний первого основного тона составили в поперечном направлении 1,05–1,10 сек, в продольном – 0,74 сек. Периоды колебаний второго тона – 0,28–0,32 сек. Логарифмические декременты колебаний составили при первой форме колебаний 0,1, второй – 0,21–0,28. Выявлено влияние податливости основания на деформацию здания. Поворот основания здания вызывает увеличение горизонтальных перемещений здания до 15%, что близко к принятому в расчете. На здании установлена станция инженерно-сейсмометрической службы с цифровыми акселерометрами.

В последние годы в г. Алматы были проведены комплексные динамические испытания двух высотных жилых зданий: 22-этажного здания жилого комплекса «Столичный центр» и 26-этажного здания жилого комплекса

«Мегатауэрс». В результате испытаний определялись динамических характеристик зданий и подтверждены принятые расчетные предпосылки и конструктивные решения. Для проведения испытаний была использована мощная вибромашина инерционного воздействия В-3.

В конце XX века самым высоким зданием в 9-бальных районах СНГ была 25-этажная гостиница «Казахстан». Однако с 2005 года в Алматы начали строиться десятки высотных зданий высотой от 20 до 35 этажей, что о масштабах строительства многоэтажных и высотных зданий можно судить по следующим данным. В городе Алматы возведено или находится в стадии завершения около 200 зданий более 12 этажей. Из указанного количества зданий около 30% имеют высоту более 20 этажей. Наиболее высокое здание «Esentai Tower» насчитывает 38 этажей и имеет высоту 162 м [8, с. 320].

Принимая во внимание повышенную ответственность, возлагаемую на высотные здания в сейсмически активных регионах, расчет и проектирование таких объектов должны осуществляться с использованием динамической теории сейсмостойкости сооружений. Данная теория учитывает фактические физические характеристики здания, его реальную жесткость, а также спектр динамических характеристик, включающий собственные частоты, формы колебаний и параметры затухания.

Кроме того, проектные решения должны гарантировать, что все элементы конструктивной системы здания способны адекватно воспринимать все нагрузки, воздействующие на него.

В связи с этим приобретает актуальное значение экспериментальная проверка сейсмостойкости высотных зданий.

1.2 Явление землетрясения и землетрясения с очагами в пределах города Алматы

Землетрясение – это одно из самых разрушительных стихийных бедствий, которое возникает внезапно и способно нанести значительный ущерб зданиям, сооружениям и привести к человеческим жертвам. Основная угроза землетрясений заключается в разрушении построек, что вызывает необходимость разработки методов, которые позволят возводить здания, устойчивые к колебаниям земной поверхности.

Землетрясения происходят из-за резкого выброса энергии внутри Земли, порождающего сейсмические волны [10, с.76]. Эти волны распространяются в виде колебаний сквозь земную кору и могут вызвать значительные разрушения на поверхности. Различные типы сейсмических волн – первичные (Р-волны), вторичные (S-волны) и поверхностные (включая Лява и Рэлея) – оказывают различное воздействие на здания в зависимости от расстояния до эпицентра и свойств грунта.

С незапамятных времён землетрясения привлекали внимание человечества. Изначально эти явления объяснялись мифологическими представлениями, связывая их с гипотетическими существами, чьи движения

вызывали колебания Земли. В ходе развития науки наше понимание причин землетрясений существенно углубилось. В античные времена философы, такие как Аристотель, стремились интерпретировать природные явления, включая землетрясения, с помощью теории о взаимодействии четырёх элементов: земли, воды, огня и воздуха. Аристотель впервые описал землетрясения как результат выхода воздуха из подземных полостей.

В современную эпоху, благодаря достижениям в области науки и технологий, землетрясения рассматриваются как следствие тектонических процессов. Земля состоит из нескольких слоёв: коры, мантии и ядра. Земная кора, толщина которой колеблется от нескольких до десятков километров, образована осадочными породами, гранитом и базальтом. Движение тектонических плит в земной коре приводит к накоплению напряжений, которые могут внезапно разрядиться, вызывая разрушение горных пород и сейсмические колебания.

Землетрясения классифицируются по типу: тектонические (самые распространённые и разрушительные), вулканические, обвальные и глубоководные. Тектонические землетрясения возникают из-за движения тектонических плит, когда напряжение в коре Земли превышает предел прочности горных пород.

Землетрясение возникает тогда, когда напряжение в земной коре достигает предела их несущей способности что приводит к разрушению породы.

Высвобождается энергия в виде волн и доходит до поверхности.

Землетрясение возникает тогда, когда напряжение в земной коре достигает предела её несущей способности, что приводит к разрушению породы. Высвобождается энергия в виде волн и доходит до поверхности.

Глубоко фокусные землетрясения происходят на больших глубинах, их причины изучены не полностью, однако они могут быть очень мощными. Колебания, вызываемые землетрясением, распространяются во все стороны от очага в виде упругих волн, которые называются сейсмическими. Эти волны могут быть продольными (волна Р), поперечными (волна S) и поверхностными (волна Рэлея). Продольные волны распространяются быстрее поперечных волн и достигают поверхности первыми. Они вызывают напряжение сжатия-растяжения, в то время как поперечные волны вызывают искажения формы поверхности без изменения ее объема.

Тектонические процессы и землетрясения могут оказывать катастрофическое воздействие на высотные здания, особенно в сейсмоопасных регионах. При сильных землетрясениях возможно разрушение несущих конструкций зданий, что приводит к необратимым повреждениям высотных зданий. Для повышения сейсмостойкости таких объектов требуется внедрение современных методов на сейсмические воздействия и сам проект основывались на результатах последних научных исследований.

Колебания земной поверхности могут приводить к просадкам зданий, опрокидыванию и разрушению несущих конструкций. Однако здания, спроектированные с учетом современных сейсмостойких норм, значительно лучше справляются с сейсмическими нагрузками. Высотные здания, особенно в

сейсмоопасных зонах, требуют особого внимания. Объясняется это в основном тем, что в высотных зданиях находится одновременно большое количество людей, эвакуация их во время и после землетрясения затруднена и, кроме того, обрушение такого здания угрожает близлежащим постройкам.

Землетрясения с очагами в пределах города Алматы

Город Алматы и его окрестности расположены в Алматинском сейсмоактивном районе, характеризующемся высокой сейсмической активностью (9–10 баллов по шкале) и расположенном на юго-востоке Казахстана. В городе проживает более 2 300 000 человек.

Сейсмичность районы Казахстана по площади занимают порядка 510 тыс. км², что составляет около 19% от общей площади территории республики. Из общей площади территории, расположенных в сейсмических зонах, сейсмичностью 6 баллов занимают 199 тыс. км² (39%); 7-баллов -180 тыс. км² (35%); 8 баллов – 100 тыс. км² (20%); 9- баллов 31 тыс. км² (6%) [8, с.318-328].

Зарегистрировано несколько мощных землетрясений, названных по месту расположения их эпицентров: Кеминское и Кемино-Чуйское (20 июня 1936 года), Чиликское (30 ноября 1967 года), Сары-Камышское (5 июня 1970 года) и Джамбулское (10 мая 1971 года).

Значительное Верненское землетрясение (ныне Алматы) произошло 28 мая (9 июня) 1887 года, повлекшее разрушение значительного числа зданий в центральной части города. В течение последующих двух лет было зафиксировано более 600 афтершоков.

Мощные землетрясения также зафиксированы 1 июля (13 июля) 1889 года (Чиликское) и 22 декабря 1910 года (4 января 1911 года) (Кеминское).

В более поздние годы город испытывал воздействие менее сильных землетрясений, к числу которых относятся Жаланаш-Тюпское землетрясение 1978 года (магнитуда 6.9) и Суусамырское землетрясение 1992 года (магнитуда 7.3).

По данным сейсмологов наибольшую опасность для города Алматы представляют три сейсмоопасные зоны:

- Кунгейская ($M_{max} = 8,3$; $h = 25$ км);
- Заилийская ($M_{max} = 8,0$; $h = 25$ км);
- Алматинская ($M_{max} = 7,5$; $h = 15$ км).

При указанных магнитудах и глубинах очагов землетрясений территория города окажется в ближайшей зоне землетрясений, при этом интенсивность землетрясения составит не менее 10 баллов по шкале MSK -64.

В работе Т. Абаканова [5, с. 178–280], [6, с. 9] подчеркивается, что Алматы из всех городов, расположенных в сейсмоопасных зонах, находится в наиболее уязвимом положении с точки зрения сейсмической активности. В результате проведенных комплексных сейсмологических исследований в окрестностях Алматы были идентифицированы 11 зон, где в ближайшие годы возможны землетрясения с энергетическим классом 13-15. Согласно расчётам интенсивности ожидаемых сотрясений от этих зон (см. таблицу 1, [6, с. 9]), в г. Алматы могут произойти землетрясения силой 5, 6, 7, 8, 9 баллов и более.

Территория Алматы включает себя участки как достаточно благоприятные для строительства (по грунтовым условиям), так и расположенные в зонах возможного проявления разломов на земной поверхности, с крутизной склонов более 15%, сложенных рыхлыми водонасыщенными и просадочными грунтами, расположенные в зонах возможного прохождения селевых потоков и т.п.

В целом, в последние 4–5 лет, на территории республики регистрируются от 13–15 до -35-38 землетрясений в год интенсивности свыше 2-4-х баллов по шкале Рихтера.

В работе [7, с.252] проведен анализ современной ситуации, который выявляет значительный уровень сейсмической опасности на большой территории Казахстана. Даже слабые землетрясения наносят регулярный ущерб экономике страны. По оценкам за последние 10–15 лет совокупные убытки и расходы на восстановление после землетрясений в Республике составили около 1 миллиарда долларов США. При этом большая доля (70–80%) этих затрат приходится на жилые здания и объекты социальной и культурной сферы.

Высотные здания особенно уязвимы к воздействию землетрясений, особенно в сейсмоопасных регионах. Анализ последствий крупных землетрясений, таких как землетрясение [11, с. 175], [13, с. 5], [14, с. 14-21], [15], [17, с. 61–67] показал, что здания, построенные без учета сейсмических рисков, испытывают наибольшие повреждения.

Здания, спроектированные с учетом современных сейсмостойких норм, значительно лучше выдерживают сейсмические нагрузки. В связи с этим, проектирование и строительство высотных зданий в сейсмоопасных зонах требует особого внимания. В связи с этим приобретает актуальное значение экспериментальная проверка сейсмостойкости этих зданий.

1.3 Конструктивные системы монолитных высотных зданий, возведенных в обычных и сейсмических зонах

С начала 2000-х годов в Республике Казахстан наблюдается активное развитие сектора строительства высотных зданий в сейсмических зонах. Согласно принятой классификации в нормативном документе [4, с. 45], к данной категории относятся сооружения, высота которых превышает 66 метров, но не достигает 200 метров, или здания с числом этажей от 21 до 55 включительно.

Высотные здания, возведенные в соответствии с нормами [95-97, 1], обладают различными конструктивными решениями: каркасом с ядрами жесткости, перекрестно-стеновым, каркасно-стеновым или рамно-связевым типом конструкции.

Первым примером высотного строительства в сейсмически активной зоне (9 баллов) стало 25-этажное здание гостиницы «Казахстан», построенное в 1976 году в городе Алматы. Проект был разработан институтом «Казгорстройпроект» при участии научной части «КазпромстройНИИпроекта». Здание, высотой 105,7 метра, представляет собой железобетонный ствол эллипсоидной формы в соответствии с рисунком 1.



Рисунок 1 – 25-этажное здание гостиницы «Казахстан». Алматы, РК

В 2005 году был построен жилой комплекс «Столичный центр», 23-этажное здание Y-образной формы, отделенное от прилегающих объектов антисейсмическими швами. Высота здания составляет 134,12 метра. В конструктивном отношении оно представляет собой пространственную каркасно-стенную систему в соответствии с рисунком 2.



Рисунок 2 – 23-этажное высотное здание ЖК «Столичный центр». Алматы, РК

Многофункциональный деловой комплекс «Almaty Towers» (2008 год) состоит из двух зданий высотой по 100 метров каждое (25 этажей). Здания выполнены в виде пространственной каркасно-стенной системы в соответствии с рисунком 3.



Рисунок 3 – 25-этажное высотное здание Многофункциональный деловой комплекс «Almaty Towers». Алматы, РК

Здание многофункционального комплекса «Esentai Tower» (2008 год), являющееся частью масштабного комплекса, включает в себя 38 этажей (самое высокое высотное здание в г. Алматы) и достигает высоты 161 метр. Конструктивная система здания представляет собой пространственный каркас с использованием железобетонных ядер жесткости в соответствии с рисунком 4.



Рисунок 4 – 38-этажное высотное здание МФК «Esentai Tower». Алматы, РК

Жилой комплекс «Нурлы Тау» (2010–2023 г.) – один из крупнейших общественных центров города, выполненный в виде Y-образного здания высотой 28–35 этажей. Для обеспечения сейсмической устойчивости сооружение отделено от соседних объектов антисейсмическими швами. Высота здания составляет 108 метров. В конструктивном отношении оно представляет собой пространственную каркасно-стенную систему в соответствии с рисунком 5.



Рисунок 5 – 28-этажное высотное здание ЖК «Нурлы-Тау». Алматы, РК

Жилой комплекс «Mega Tower Almaty» (2014 год) – архитектурный ансамбль из десяти 25-этажных высотных зданий, высота которых достигает 96 метров. Здания выполнены в виде пространственной перекрестно-стеновой системы в соответствии с рисунком 6.



Рисунок 6 – 25-этажное высотное здание ЖК «Mega Tower Almaty». Алматы, РК

Анализ отечественной [27-30] и зарубежной (и СНГ) [33], [34, с. 44], [35] литературы свидетельствует о том, что практически все высотные здания обладают индивидуальными характеристиками. Их конструктивные и инженерные решения представляют собой передовые достижения в области научно-технического прогресса.

Разнообразие конструктивных решений высотных зданий весьма значительно. На основании обширного массива данных [89, с. 15], [90, с. 440],

[91, с. 160], [92, с. 543], [93] включающего информацию о высотных зданиях по всему миру, был проведен обзор наиболее распространенных конструктивных систем, получивших применение в современной практике высотного строительства.

Достоинством рамной схемы является относительно свободная планировка. Существенный недостаток – трудность обеспечения необходимой жёсткости в пределах экономической целесообразности. Поэтому в зданиях высотой более 30 этажей рамные каркасы в чистом виде используются редко. С использованием рамной схемы было возведено здание МИД РФ на Смоленской Сенной площади, высота каркаса 125 м в соответствии с рисунком 7.



Рисунок 7 – Здание МИД РФ на Смоленской Сенной площади, высота каркаса 125 м. г. Москва, РФ

На протяжении веков стеновая система являлась доминирующей конструкцией для зданий различного назначения. В современном высотном строительстве её применение ограничено и преимущественно используется в жилых домах и гостиницах. Самым высоким зданием, построенным по стеновой системе, является жилой дом «Colonia-Haus» высотой 147 метров (42 этажа), расположенный в г. Кёльн, Германия. Здание было построено в 1972 году и имеет конструкцию с поперечными несущими стенами, расположенными на расстоянии 4,5 метров друг от друга. Оно выполнено из монолитного железобетона на рисунке 8. Примером каркасно-стеновой системе здания является ТОК «Парус» - 33-этажный офисный бизнес – центр класса «А», расположенной на улице Мечникова, 2 в Киеве в соответствии с рисунком 9.



Рисунок 8 – 42-этажный высотный жилой дом «Colonia-Haus». г. Кёльн, Германия



Рисунок 9 – 33-этажный офисный бизнес-центр ТОК «Парус». г. Киев, Украина

Стволы жёсткости, которые являются составной частью связевых систем, могут быть использованы для создания каркасов с консольными и подвесными этажами. Примером применения подвесной системы может служить здание банка «HSBC» высотой 178,8 м (г. Гонконг, КНР, 1985) на рисунке 10.

Стоит отметить, что ствольные системы возводятся на основаниях с достаточной несущей способностью.



Рисунок 10 – Здание банка «HSBC» высотой 178,8 м. г. Гонконг, КНР

В современной международной строительной практике, особенно при строительстве высотных сооружений, используются конструктивные решения, частично совпадающие с отечественными нормативными требованиями. Однако, существуют также и такие конструктивные системы, которые не предусмотрены в отечественных строительных нормативах.

Трубные системы (TS) представляют собой жесткую пространственную конструкцию, сформированную из ферм, рам и диагональных связей. Перекрестные связи образуют объемную структуру, что позволяет оптимизировать расход стали. Данная система позволяет возводить высотные здания из железобетона в пределах 40–60 этажей.

Дальнейшее развитие концепции рамной «трубы» (Braced Tube) привело к созданию диагональной решетчатой системы, охватывающей всю высоту здания (X – Trussed Tubes). Примером реализации такой системы является 100-этажное здание «Большой Джон» (Big John), построенное в Чикаго в 1969 году и достигающее высоты 344 метра.

Смешанные системы (HS) сочетают элементы трубных и консольных систем. Примером такой системы являются структурные рамы для здания высотой 1483 футов (452 м) Петронас Тауэр в Куала-Лумпур, Малайзия.

Другим примером смешанной системы является здание высотой 1381 футов (421 м) Цзинь Мао [Jin Mao building], которое было построено в 1999 году в Шанхае, Китай.

Следует отметить, что несущая система высотного здания при любой конструктивной схеме образуется вертикальными несущими конструкциями, объединенными в единую пространственную систему с помощью горизонтальных несущих конструкций, - междуэтажными перекрытиями, покрытием, диафрагмами жесткости, а также вертикальными и горизонтальными связями.

Связями сдвига являются такие связи, которые препятствуют свободному взаимному сдвигу смежных элементов при изгибе и сдвиге вертикальной несущей конструкции в своей плоскости. Связи сдвига подразделяются на жесткие, гибкие (шарнирные) и податливые.

В несущей системе высотного здания междуэтажные перекрытия выполняют разные задачи. Кроме восприятия полезной нагрузки и передачи ее вертикальным несущим конструкциям, перекрытия служат горизонтальными диафрагмами, объединяющими вертикальные конструкции в единую пространственную систему, при этом в своей плоскости они работают на изгиб, сдвиг и на мембранные усилия (в средней плоскости), а из своей плоскости работают на изгиб и кручение. Таким образом, перекрытия служат связями сдвига между вертикальными элементами несущей системы здания.

При проектировании высотных сооружений в использования НТП к СП РК EN 1998–1:2004/2012 [1, с.28] целесообразно применять нижеуказанные типы конструктивных решений.

- рамных каркасов (железобетонных, стальных или сталежелезобетонных);

- рамных каркасов (железобетонных, стальных или сталежелезобетонных), комбинируемых с вертикальными концентрическими диагональными и/или эксцентрическими связями жесткости;

- двойных конструктивных систем, в виде рамных каркасов (железобетонных, стальных или сталежелезобетонных), комбинируемых с железобетонными стенами (в том числе с ядрами жесткости);

- железобетонных стеновых систем.

Применение рамных каркасов, не усиленных связями или стенами, допускается только на площадках с низкой сейсмичностью.

Анализ последствий сильных землетрясений и ранее проведенных испытаний показывает [98-100], что каркасно-стеновые конструктивные системы отличаются от рамных каркасных систем рядом неоспоримых преимуществ. Наличие правильных запроектированных железобетонных стен способствует:

- уменьшению амплитуд колебаний зданий и связанных с этим неблагоприятных эффектов конструктивного, эксплуатационно-технологического и социального психологического характера;

- многократному уменьшению усилий в колоннах и узлах их примыкания к смежным элементам от действия горизонтальных нагрузок;

- повышению диссипативных свойств конструктивной системы;

- уменьшению повреждаемости ненесущих элементов (перегородок, заполнения каркаса, витражей) и инженерных коммуникаций.

Здания каркасно-стеновых конструктивных систем (двойные системы эквивалентные железобетонным стеновым системам), благодаря своим технико-экономическим преимуществам, большому потенциалу в области архитектурной выразительности внешнего облика и широким возможностям в части

организации «гибких» планировок помещений, получили широкое распространение в практике сейсмостойкого строительства в г. Алматы.

Конструктивное решение высотных зданий особенно в сейсмических зонах весьма важно. В высотных зданиях их сейсмостойкость обеспечивается в первую очередь жесткостью здания путем применения диафрагм, жестко связанных с перекрытиями и покрытием.

1.4 Методика оценки сейсмостойкости зданий и анализ расчетных положений современных норм стран СНГ и Республики Казахстан

Методики оценки сейсмостойкости зданий включает анализ динамических характеристик, применение численных моделей, проведение лабораторных испытаний материалов, а также разработку рекомендаций по расчету и проектированию зданий, направленных на повышение их сейсмостойкости и минимизацию рисков разрушения при землетрясениях.

Существующие методы теории сейсмостойкости

Теория сейсмостойкости зданий и сооружений развивалась в ответ на необходимость разработки методов защиты объектов от землетрясений. Начало этой теории было положено в начале XX века, и с тех пор методы и подходы значительно усовершенствовались.

Теория сейсмостойкости включает различные методы и подходы, направленные на обеспечение устойчивости зданий и сооружений к сейсмическим воздействиям.

Первоначально теория сейсмостойкости зданий основывалась на статическом подходе Ф. Омори, который рассматривал сооружения как абсолютно жесткие тела, неподвижно закрепленные в грунте. Эта модель предполагала, что при горизонтальных перемещениях основания все части сооружения движутся с одинаковым ускорением, соответствующим ускорению основания. Однако такой подход оказался недостаточно точным, поскольку не учитывал сложный характер колебаний грунта во время землетрясений.

В 1920 году Н. Мононобе предложил новую теорию, которая учитывала вынужденные колебания зданий при гармонических колебаниях основания. Эта теория стала важным шагом вперед в понимании динамического взаимодействия здания с грунтом.

Однако анализ реальных землетрясений, акселерограммы которых стали доступны с 1930-х годов, показал, что движение грунта гораздо сложнее, чем предполагалось в ранних моделях. Для учета этого сложного поведения был разработан спектральный метод М.А. Био. Его работы положили начало построению спектров ускорений, основанных на акселерограммах землетрясений. Эти спектры стали основой для современного спектрального метода расчета сейсмостойкости, который широко применяется в проектировании зданий.

В СССР И.Л. Корчинский разработал динамическую теорию расчета сооружений, предложив коэффициент β , который характеризовал динамический

эффект сейсмического воздействия на здание. Эта теория также сыграла значительную роль в развитии спектрального метода.

Спектральный метод расчета

С 1957 года спектральный метод широко применяется для определения сейсмостойкости зданий и сооружений. Данный метод опирается на использование дискретных моделей, где масса конструкции сосредоточена в узловых точках. При проектировании здание рассматривается как система с ограниченным числом степеней свободы, что способствует более точному моделированию его поведения под воздействием сейсмических нагрузок.

Расчет начинается с построения динамической модели системы с конечным числом степеней свободы. Динамическое поведение конструкции описывается уравнением движения, включающим параметры, такие как матрица масс, жесткости и демпфирования. Решение этой системы уравнений позволяет определить амплитуду колебаний, ускорения и силы, действующие на здание во время землетрясения.

Важной составляющей спектрального метода является учет собственных форм колебаний конструкции. Сложение собственных форм позволяет описать движение системы и вычислить инерционные сейсмические силы. Полученные значения сил используются для расчета напряжений в элементах конструкции.

Линейно-спектральная теория

Линейно-спектральная теория (ЛСТ) используется для расчета максимальных горизонтальных перемещений и инерционных сил в здании при сейсмических воздействиях. Она предполагает, что здание ведет себя линейно упруго в ответ на слабые землетрясения, а критические силы в конструкции можно определить с помощью спектров ускорений для различных частот собственных колебаний здания.

Нелинейные методы расчета

При сильных и редких землетрясениях линейные методы могут оказаться недостаточными для точной оценки состояния здания. В таких случаях необходимо применять нелинейные методы расчета, которые учитывают сложные деформации конструкций, а также их физическую и геометрическую нелинейность. Эти методы предполагают использование численных моделей и более сложные подходы к анализу сейсмических воздействий.

Также используется Нелинейный динамический анализ. Используется для моделирования поведения конструкций с учетом нелинейных характеристик материалов и соединений. Это позволяет более точно предсказать разрушения и поведение здания при сильных землетрясениях. Метод нелинейного динамического анализа более точно моделирует реакцию конструкций на сильные сейсмические события.

Широкое применение нашел метод конечных элементов (FEM). Этот численный метод позволяет детально моделировать поведение конструкций под действием сейсмических нагрузок. FEM учитывает сложные геометрии и материалы, позволяя анализировать напряжения, деформации и колебания.

Выполнены многочисленные исследования поведения многоэтажных жилых зданий при различных типах воздействия, включая сейсмические [26, 29-32, 37, 38, 48-53, 56, 75, 76, 82-84]. При этом используются самые современные методы, включая вероятностные.

В [77] разработан инновационный метод переменного целевого времени (VTT), основанный на концепции анализа времени выносливости (ET) для оценки структурной надежности трехмерных многоэтажных конструкций. Это весьма инновационный метод вероятностной оценки сейсмических характеристик многоэтажных зданий.

В [85] на основе программного обеспечения Abaqus (SIMULIA Abaqus 6.19) методом конечных элементов выполнена серия трехмерных расчетов для изучения влияния количества этажей высотных сооружений (20, 25 и 30 этажей) на сейсмические характеристики, а также учитываются эффекты взаимодействия здания с грунтом. Входная сейсмическая нагрузка была рассчитана с использованием акселерограммы землетрясения El-Centro для железобетонных зданий и двойной каркасно-стеновой системы. Исследовано влияние высоты моделей зданий из железобетона, размера фундамента и типа грунта на боковое смещение этажа, межэтажный сдвиг, период колебания и сдвиговое давление.

Если в конце двадцатого века самым высоким зданием, расположенным в 9-балльных районах стран СНГ, являлась 25-этажная гостиница «Казахстан», построенная в г. Алматы, то, начиная с 2005 года казахстанские и зарубежные строительные компании приступили к возведению в г. Алматы десятков 20 – 30-этажных высотных монолитных зданий.

Проектирование и строительство в сейсмических районах высотных зданий представляет собой сложную инженерную задачу, корректное решение которой возможно только при наличии соответствующей нормативной базы, а также специального материально-технического и технологического обеспечения.

Строительные нормы Республики Казахстан [96-97], как и аналогичные нормы других стран СНГ, не содержат в должном объеме положения, регламентирующие правила конструирования высотных зданий.

Поэтому имеется значительный объем экспериментальных исследований, посвященных исследованиям динамических характеристик высотных зданий, и сравнению их результатов с расчетными исследованиями [33], [34 с. 44], [66]. Например, в [27] приводятся динамические характеристики (периоды колебаний) «сталинских» высоток в Москве. Многочисленные экспериментальные данные и классификация высотных зданий в нормативных документах различных стран изложены в [34 с. 44].

В Республике Казахстан с июля 2015 года действуют Своды правил СП РК EN 1998–1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий» с национальными приложениями [2] и Нормативно-технические пособия НТП РК 08–01.7–2021 «Проектирование сейсмостойких зданий. Часть. Высотные здания» [1], которые являются базовыми документами в системе нормативных

документов, регламентирующих порядок проектирования и строительства зданий и сооружений в сейсмических зонах.

В соответствии с классификацией зданий по высоте, принятой в таблице 5.2 НТП РК 08-01.2-2021 [4, с.45], к высотным относятся здания с количеством надземных этажей от 20 до 50 включительно или высотой от 75 до 200 метров.

Проектирование и строительство высотных зданий в сейсмических зонах в соответствии с [1] следует осуществлять на основании специальных технических условий (СТУ), в которых положения НТП РК 08-01.7-2021 должны быть конкретизированы (в зависимости от фактических условий строительства, конструктивно-планировочных особенностей проектируемого объекта, вида используемых материалов и изделий).

В специальные технические условия, при необходимости, следует включать указания о проведении натуральных экспериментальных исследований, позволяющих:

- выявить степень соответствия результатов расчетного анализа проектируемой конструктивной системы результатам экспериментальных исследований;

- проверить соответствие фактических характеристик применяемых материалов проектным показателям;

- сопоставить фактические и расчетные значения динамических параметров высотного здания;

- осуществить прогноз поведения при сейсмических воздействиях различной интенсивности высотного здания, запроектированного в соответствии с положениями НТП РК 08–01.7–2021[1, с. 47]. Для зданий высотой более 100 метров проведение указанных экспериментальных исследований является обязательным.

В технических условиях, разрабатываемых специалистами, расчетные горизонтальные сейсмические нагрузки на высотные здания вычисляются с применением мультимодального повышающего коэффициента γ_{Ih} , комплексно учитывающего повышенную ответственность и низкие диссипативные свойства высотных зданий, значение которого следует принимать равным 1,8.

Различия между расчетными сейсмическими нагрузками, принимаемыми при проектировании высотных зданий, и реальными сейсмическими нагрузками, соответствующими редким сильным землетрясениям, компенсируются специальными мероприятиями конструктивного характера, сформированными на основании анализа современных норм и результатов экспериментально-теоретических исследований, проведенных в Казахстане и за рубежом. В то же время, работы по регламентации основных принципов проектирования высотных зданий в сейсмических зонах нельзя считать полностью завершенным. Имеется целый ряд концептуальных вопросов, ответы на которые можно получить только в результате накопления и обобщения экспериментальных данных о фактической работе высотных зданий при нагрузках типа сейсмических. Исходя из природы и особенностей сейсмических воздействий, наиболее предпочтительными являются экспериментальные исследования, при

проведении которых реализуется динамический характер нагружения исследуемых объектов. Подобные эксперименты позволяют получить объективную информацию об эффективности принятых конструктивных решений зданий или их отдельных элементов, не проходивших ранее проверку в условиях реальных землетрясений, а также о достоверности расчетных моделей, применяемых для обоснования сейсмостойкости конструктивных схем.

Анализ расчетных положений современных норм стран СНГ и Республики Казахстан

В настоящее время строительство в сейсмических районах ряда стран СНГ (содружество независимых государств) осуществляется на основании национальных норм.

Надо отметить, что основы основных расчетных положений национальных норм стран СНГ являются норма б. СССР СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах» [95].

Специфика высотного строительства учтена в нормах СНГ при определении сейсмических нагрузок по спектральному методу введением в общую формулу 5.1 коэффициента K_3 , по формуле $K_3 = 1,0 + 0,06(p-5)$, где p – количество этажей в здании.

Максимальное значение этого коэффициента ограничивается величиной 1,8 (для стеновых, каркасно-стеновых и рамно-связевых систем) и величиной 2,0 (для других конструктивных систем).

Существует значимые различия в значениях коэффициента K_3 обусловленные наличием в нормах некоторых стран заимствований из норм других стран.

Например, в украинском ДБН В.1.1-12:2014 [103] расчётное значение горизонтальной сейсмической нагрузки S_{ki} , приложенной к точке k , соответствующее i -й форме собственных колебаний здания, определяется по формуле (1):

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki} \quad (1)$$

где:

k_1 – коэффициент, учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов здания, принимается по таблице 6.3 ДБН В.1.1-12:2014;
 k_2 – коэффициент, учитывающий тип и назначение здания (сооружения) – принимается по Таблице 6.6 ДБН В.1.1-12:2014 и используется независимо от коэффициента надежности по ответственности γ_n согласно ДБН В.1.1-12-2014;
 k_3 – коэффициент учитывает этажность здания свыше 5 этажей и определяется по формуле (2):

$$k_3 = 1 + 0,04 \cdot (n - 5) \quad (2)$$

где:

n – количество этажей в здании.

Максимальное значение k_3 принимается не более 1,6 (в том числе для рамных, рамно-связевых и связевых систем), а для стеновых и каркасно-стеновых конструктивных систем – не более 1,5. Таким образом, снижение горизонтальной сейсмической нагрузки по украинским Нормам на высотные сооружения ниже на 15–20%

Украинские Нормы [103] распространяются на проектирование новых высотных жилых и общественных зданий высотой от 73,5 до 100 м. включительно. Проектирование общественных зданий с условной высотой более 100 м разрешается выполнять как проектирование объектов экспериментального строительства в соответствии с индивидуальными техническими требованиями, которые утверждает Минрегионстрой Украины.

По нормам Узбекистана [104] коэффициент $K_{эт}$ учитывающий этажность здания свыше 5 этажей и определяется по формуле (3):

$$K_{эт} = 1 + 0,1 \cdot (n - 5) \quad (3)$$

где:

n – количество этажей в здании.

Максимальное значение $K_{эт}$ принимается не более 1,5 для каркасных, каркасных с диафрагмами или ядрами жесткости, крупноблочные, со стенами комплексной конструкции или из монолитного железобетона при числе этажей более 5.

По нормам Таджикистана [105] коэффициент k_3 учитывающий этажность здания свыше 5 этажей и определяется по формуле (4):

$$k_3 = 1 + 0,05 \cdot (n - 5) \quad (4)$$

где:

n – количество этажей в здании.

Максимальное значение k_3 принимается не более 1,5 для каркасных, каркасных с диафрагмами или ядрами жесткости и из монолитного железобетона при числе этажей более 5.

По нормам Кыргызстана СН КР 20–02:2024* [106] коэффициент γ_{Ih} и γ_{Iv} учитывающий этажность здания свыше 5 этажей и определяется по таблице 7.4.

Максимальное значение γ_{Ih} принимается в зависимости от класса ответственности зданий по назначению и по этажности. Например, для зданий класса ответственности зданий по назначению II и по этажности V γ_{Ih} в пределах $1,06 \leq \gamma_{Ih} \leq 2,0$ при числе этажей более 5.

Нормы EN основываются на философии, существенно отличающейся от философии, принятой в действующих нормативных документах РК.

Не вдаваясь детали, отметим, что в соответствии со стандартом Казахстана НТП «Проектирование Сейсмостойких зданий. Часть 7. Высотные здания» к СП РК EN 1998–1 [1, с.16], для проектирований зданий, предназначенных в сейсмических зонах, следует учитывать с повышающим коэффициентом,

значения которого зависят от социально-экономических последствий возможных повреждений проектируемых зданий.

Расчетные сейсмические нагрузки на высотные здания в нормативных документах Республики Казахстан [4, с. 46] вычисляются с применением повышающего коэффициента ответственности для зданий γ_{Ih} и γ_{Iv} , комплексно учитывающего повышенную ответственность и низкие диссипативные свойства высотных зданий.

Значения коэффициента ответственности γ_{Ih} и γ_{Iv} определяются по формуле в зависимости от класса ответственности зданий по назначению и по этажности. Например, для зданий класса ответственности зданий по назначению II и по этажности определяется по формулам (5) и (6):

$$\gamma_{Ih} = 1,0 + 0,06(n - 5), \quad 1,06 \leq \gamma_{Ih} \leq 1,8 \quad (5)$$

$$\gamma_{Iv} = 1,0 + 0,04(n - 5), \quad 1,04 \leq \gamma_{Iv} \leq 1,5 \quad (6)$$

где:

γ_{Ih} – коэффициент, учитывающий класс ответственности здания и применяемый при определении горизонтальных эффектов сейсмических воздействий;

γ_{Iv} – коэффициент, учитывающий класс ответственности здания и применяемый при определении вертикальных горизонтальных эффектов сейсмических воздействий;

n – количество этажей в здании (кроме этажей, расположенных ниже планировочной отметки, цокольных, мансардных и верхних технических).

Высотные здания, возводимые в сейсмических районах Казахстана, как правило, проектируются в виде каркасно-стеновых, или рамно-связевых конструктивных систем, для которых значение коэффициента γ_{Ih} равно 1,8.

Надо отметить, что такой подход вычисления расчетных сейсмических нагрузок с применением коэффициента ответственности γ_{Ih} и γ_{Iv} отражены в положениях НТП РК 08-01.2-2021 [4, с. 46], хотя в основном документе СП РК EN 1998-1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций - Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий» учет влияния увеличения высоты на сейсмостойкость зданий не регламентируются и учитываются коэффициентом ответственности по назначению γ_I .

Причины некоторых различий в расчетных положениях норм по строительству в сейсмических зонах можно объяснить не только особенностями региональных инженерно-геологических и сейсмологических условий в разных странах СНГ или спецификой конструктивных решений типичных объектов, но и аспектами иного рода, например, социально-экономическими.

Выводы по разделу 1

На основании обзора исследований по повышению сейсмостойкости зданий, явления землетрясения, анализа конструктивных систем, теории,

расчетных положений современных норм СНГ и Казахстана можно сделать следующие выводы:

1. Исследования в области сейсмостойкого строительства и динамических методов расчета активно развиваются как в отечественной, так и в зарубежной научной среде. Особое внимание уделяется проблемам повышения сейсмостойкости зданий с учетом экспериментальных натуральных испытаний, что отражено в работах таких ученых, как Жунусов Т.Ж., Ицков И.Е., Абаканов Т.Д., Бегалиев У.Т., а также зарубежных исследователей, таких как Кавасума Х., Канаи К., и других. Существенный вклад в развитие теории сейсмостойкости сооружений внесли Айзенберг Я.М., Жунусов Т.Ж., Абаканов Т.Д. и др.

2. Проектирование и строительство высотных зданий является чрезвычайно сложной инженерной задачей, связанной с целым рядом градостроительных, архитектурно-планировочных, конструктивных, а также социологических и других проблем, требующих специального изучения и комплексного решения. С точки зрения сейсмоопасности, высотные здания имеют ряд специфических особенностей. В связи с этим, проектирование и строительство таких сооружений требует повышенных требований к их сейсмостойкости. Это обусловлено тем, что последствия разрушения высотного здания более катастрофичны, чем малоэтажного, ввиду одновременного пребывания в них большого количества людей, затрудненной эвакуации во время и после землетрясения, а также угрозы обрушения для соседних построек. В связи с этим приобретает актуальное значение экспериментальная проверка сейсмостойкости этих зданий.

3. Значительный объем строительства высотных зданий имеет место в г. Алматы. Строительство высотных зданий ведется такими крупными корпорациями, как «Базис-А», «Век», «РАМС Казахстан» и др. Высотные 21, 25 и 37-этажные здания имеют рамно-связевую систему, стеновую, каркас с диафрагмами жесткости. Анализ последствий сильных землетрясений и ранее проведенных испытаний показывает, что каркасно-стеновые конструктивные системы отличаются от рамных каркасных систем рядом неоспоримых преимуществ. Конструктивное решение высотных зданий особенно в сейсмических зонах весьма важно. В высотных зданиях их сейсмостойкость обеспечивается в первую очередь жесткостью здания путем применения диафрагм, жестко связанных с перекрытиями и покрытием.

4. В настоящее время строительство в сейсмических районах ряда стран СНГ (содружество независимых государств) осуществляется на основании национальных норм. Основы основных расчетных положений национальных норм стран СНГ являются норма б. СССР СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах» [95]. Специфика высотного строительства учтена в нормах СНГ при определении сейсмических нагрузок по спектральному методу введением в общую формулу 5.1 коэффициента K_3 .

Надо отметить, что такой подход вычисления расчетных сейсмических нагрузок с применением коэффициента ответственности γ_{Ih} и γ_{Iv} отражены в положениях НТП РК 08-01.2-2021 [4, с. 46], хотя в основном документе СП РК

EN 1998-1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций - Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий» учет влияния увеличения высоты на сейсмостойкость зданий не регламентируются и учитываются коэффициентом ответственности по назначению γ_I .

Причины некоторых различий в расчетных положениях норм по строительству в сейсмических зонах можно объяснить не только особенностями региональных инженерно-геологических и сейсмологических условий в разных странах СНГ или спецификой конструктивных решений типичных объектов, но и аспектами иного рода, например, социально-экономическими.

5. Результаты анализов ранее проведенных исследований высотных зданий, отечественными и зарубежными учеными, показали, что наиболее предпочтительными являются экспериментальные натурные исследования, при проведении которых реализуется динамический характер нагружения исследуемых объектов. Подобные эксперименты позволяют получить достаточно объективную информацию об эффективности принятых конструктивных решений зданий или их отдельных элементов, не проходивших ранее проверку в условиях реальных землетрясений, а также о достоверности расчетных моделей, применяемых для обоснования сейсмостойкости конструктивных систем. Следует отметить, что казахстанские нормы [1, с. 6-15] распространяются на проектирование высотных зданий высотой от 20 до 50 включительно или высотой от 75 до 200 метров. Для зданий высотой более 100 метров проведение указанных натуральных экспериментальных исследований является обязательным. Целесообразна также установка на таких зданиях станций инженерно-сейсмометрической службы.

2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОНОЛИТНОГО 35-ЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ВИБРОМАШИНЫ ТИПА В-3

2.1 Методика испытания высотных зданий, динамические воздействия, датчики, аппаратура для регистрации

Экспериментальные исследования сейсмостойкости зданий и конструктивных элементов представляют собой сложные активные эксперименты с искусственными возмущениями. Процесс испытаний включает: создание воздействий, сбор данных, регистрацию, обработку и анализ. Эти процедуры тесно взаимосвязаны и используют различные средства: технические устройства (домкраты, вибромашины), электронную аппаратуру (системы управления, регистрации), специализированное и общее программное обеспечение (обработка данных, анализ, операционные системы). Создание воздействий моделирует сейсмические процессы. Динамические воздействия включают:

1. Сброс начальной деформации ("оттяжки"): используются для определения динамических параметров. Необходимые средства: устройства для создания начального смещения (домкраты, лебедки) и сброса нагрузки (электромагнитные устройства).

2. Гармонические/полигармонические воздействия: Проверка резонансных характеристик системы "грунт-здание" или отдельных конструкций. Средства: вибровозбудители (например, центробежные машины типа В1-В3, ВИД12), электронная аппаратура управления.

Для измерения смещения, скорости и ускорения используются сейсмометры, велосиметры и акселерометры соответственно; для измерения деформаций и напряжений – тензодатчики (например, проволочные тензорезисторы). Выбор датчика зависит от измеряемого параметра и способа обработки сигнала. Передача данных может осуществляться по проводам (просто, но подвержено обрывам) или беспроводно (с помощью радиосигналов, предпочтительнее с цифровым аналого-цифровым преобразователем в датчике).

Ограничимся рассмотрением получивших наибольшее распространение способов динамических испытаний: при помощи вибромашин инерционного действия. Эти воздействия, к тому же, охватывают практически все остальные по составу и по параметрам требуемых средств, так как существенно различаются по принципу действия, по частотному составу, по длительности записи, по количеству каналов регистрации и др., что определяет требования к характеристикам аппаратуры как управляющей, так и регистрирующей.

Вибрационные воздействия

Важнейшими параметрами воздействия, создаваемого вибрационными машинами в ходе испытаний зданий, являются:

– величина возмущающей силы;

– применяемое в настоящее время оборудование позволяет развить силу до 300...400 тс; при этом в конструкциях зданий «стандартных» размеров и масс возникают ускорения до 1g; при испытаниях крупногабаритных, тяжелых, особенно – низкочастотных, систем, удается создать ускорения до 0,1...0,2g;

– частотный диапазон воздействия;

данный параметр зависит от испытываемой конструкции: практический интерес представляют частоты от 0,5 Гц до 15...20 Гц, но достичь их либо не удается, либо удается на малых вибромашинах при небольших значениях возмущающей силы;

– управляемость, то есть в основном плавность и точность регулировки вращения двигателя с нагрузкой в виде присоединенных вибраторов, установленных на здании.

В выполненных экспериментальных исследованиях динамические нагрузки на исследуемый объект (35-этажное высотное монолитное здание в г. Алматы) создавались с помощью вибромашины инерционного действия типа В-3 на рисунке 11.



Рисунок 11 – Вибромашина инерционного действия типа В-3

Вибромашина инерционного действия типа В-3 состоит из шести виброблоков. Размеры и масса 1,2 виброблоков – 3,03x1,25x1,37(н), масса -800кг; размеры и масса 3,4 виброблоков – 3,03x1,25x1,37(н), масса -1200кг; Размеры и масса 5,6 виброблока – 3,03x1,25x1,01(н), масса - 650кг.

Доборные грузы-пластины – 264 шт. Масса одного груза – 24кг.

Двигатель постоянного тока, N=200 кВт – 1шт. Размеры – 1,4x0,7x0,7м, масса – 3,1т.

Система управления вибромашиной состоит:

1. Трехфазный теристорный преобразователь ~380В/ –450В, 1000А. Размеры – 500x400x250(н)мм, масса ~ 30 кг.

2. Блок управления. Размеры – 440x220x160(н)мм, масса ~ 15 кг.

3. Автотрансформатор – Тип РНО-250-10, U 127/220, I_{max} 24/40А, 50 Hz. Размеры – 400x350x550(h)мм, масса ~ 52 кг.

4. Подставка с вентилятором. Размеры – 550x400x200(h)мм, масса ~ 52 кг.

5. Кабель подключения к преобразователю 4-х жильный.

Датчики

В настоящий момент акселерометры - датчики типа ADXL, используемые в Казахстане, производятся в герметичных корпусах с восемью выводами на рисунке 12.



Рисунок 12 – Датчики

Это – первые представители нового семейства акселерометров высокой точности, предназначенные для измерения малых величин ускорения. Как ADXL103, так и ADXL203 представляют собой однокристалльный, прецизионный, с малой потребляемой мощностью, одно- и двухосевой датчик ускорения со схемами предварительной обработки сигнала и выходами сигнала напряжения. Они обеспечивают стабильность чувствительности $\pm 0.3\%$ (типичное значение) в диапазоне температур $-40... +125^{\circ}\text{C}$.

Новая усовершенствованная технология дала возможность повысить начальную точность установки чувствительности ($\pm 6\%$ типичное значение) и стабильность (не хуже $0,005\%/^{\circ}\text{C}$), а также высокую точность сигнала при нулевом ускорении ($\pm 0,025\text{g}$ типичное значение) и стабильность (обычно лучше $0,0001\text{g}/^{\circ}\text{C}$).

ADXL203/103 работают в диапазоне ускорений $\pm 1.7\text{g}$ (типичное значение) и способны реагировать как на статическое, так и на динамическое воздействие (т.е. наклон или вибрацию). Выходной сигнал представляет собой напряжение, пропорциональное ускорению с коэффициентом 1V/g . Типичное значение шума $0,00015\text{g}/\sqrt{\text{Гц}}$, что обеспечивает дедукцию сигнала величиной $0,001\text{g}$ (наклон в $0,06^{\circ}$) в устройствах, где ширина полосы шума невелика ($< 10\text{Гц}$). Вообще же полоса частот для подобного устройства может составлять величину до 2кГц .

Аппаратура для регистрации

Имеющийся в Казахстане опыт параллельного использования аналоговой и цифровой регистрирующей аппаратуры позволяет сделать небольшое сравнение.

Ниже, в качестве примера, приведен один из типичных вариантов комплектации прибора со структурной схемой регистратора РСС-32, имеющейся в институте в настоящее время на рисунке 13.



Рисунок 13 – Аппаратура для регистрации

Регистратор содержит два модуля по 32 канала, два микроконтроллера МК, контроллер шины USB, оперативное запоминающее устройство ОЗУ, флэш-память ФП и источники питания.

Каждый канал содержит усилитель ДУ с дифференциальными входами и программно управляемыми коэффициентами усиления ($K=2; 4; 8$ и 10), фильтр нижних частот ФНЧ с частотами среза 25 и 250 Гц двадцатичетырехбитный аналогово-цифровой преобразователь АЦП. Такая структура обеспечивает синхронное преобразование во всех каналах.

Питание каждого датчика осуществляется от отдельного стабилизатора. Для предотвращения отключения записи в случае короткого замыкания стабилизаторы снабжены системой защиты по току.

Основные параметры регистратора РСС-32:

1. Количество каналов – 32
2. Диапазон регистрируемых частот, Гц – $0 \div 200$.
3. Диапазон входных напряжений, мВ – $0,0005 \div 2500$.
4. Частота среза, Гц – $25; 250$.
5. Разрядность АЦП, бит – 24.
6. Входное сопротивление каналов, не менее, Мом – 1.
7. Диапазон частот дискретизации, Гц - $0,61 \div 625$.
8. Выходные напряжения для питания датчиков, В – $5 \pm 0,005$.
9. Ток ограничения в цепях питания датчиков, мА – 30.
10. Масса регистратора, не более, кг – 26.
11. Мощность, потребляемая от источника питания, не более, Вт -3.

Система регистрации для проведения экспериментальных исследований 35-этажного высотного монолитного здания в г. Алматы состоит:

1. Блок регистрации и обработки сигналов РСС-32 на базе ПЭВМ – 2 шт. Размеры – $45 \times 35 \times 16$ см, масса ~ 15 кг.

Подвальные и 29 надземных этажей здания выполнены в железобетонных конструкциях, а 6 этажей купольной части в стальных конструкциях.

Толщина основных железобетонных стен рассматриваемого здания принята переменной по высоте – от 700...600мм в уровнях нижних этажей до 300мм в уровнях верхних этажей. При горизонтальных воздействиях совместная работа железобетонных стен обеспечивается горизонтальными дисками перекрытий.

Перекрытия здания выполнены монолитными железобетонными и имеют толщину 20см. Фундаментная плита имеет толщину 350см, а в местах расположения прямков для лифтов – 400см. Проектная прочность бетона фундаментной плиты приняты В25, стен (кроме стен подвала лифтовых шахт) и колонн: до отм. 13,02м – В45, от отм. 13,02 до 25,62 – В40, от отм. 25,62 до отм. 60,25 – В30, выше – В25. Стены подвала, лифтовых шахт и плиты перекрытий предусмотрены из бетона В25.

Перегородки в здании были выполнены из пустотных блоков полусухого прессования, изготовленных по технологии «Besser», а большая часть ограждающих наружных стен представлена витражами.

К моменту испытаний экспериментального объекта было возведено 3 подвальных этажа и 29 надземных этажей. Общий вид экспериментального объекта показан на рисунке 15.



Рисунок 15 – Общий вид экспериментального высотного здания

Проектирование 35-этажного здания осуществлялось в соответствии с требованиями норм Республики Казахстан [96, 97] и специальных технических условий на проектирование многоэтажного жилого здания (площадка строительства г. Алматы).

2.3 Проверка прочности бетона и арматуры

Перед началом испытаний монолитного 35-этажного высотного здания были проведены оценка фактических прочностных характеристик материалов (бетона и арматуры).

Прочностные характеристики, плотности и однородности бетона высотного здания определялась неразрушающими методами контроля с помощью ИПС-МГ4.03 (метод ударного импульса) и эталонного молотка Кашкарова в соответствии с требованиями ГОСТ 22690–2015 «Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля» [107].

Результаты фактической прочности бетона на сжатие элементов конструкций рассматриваемого 35-этажного высотного монолитного здания приведены в таблице 1.

Таблица 1– Результаты испытаний

№	Наименование конструкций	Средняя кубиковая прочность бетона, кг/см ²	Проектный класс бетона
1	Фундамент плита	321 -345	C20/25 (B25)
2	Стена - до отм. 13,02м	522-574	C35/45 (B45)
3	Стена - от отм. 13,20м до отм. 5,62м	493-532	C30/37 (B35)
4	Стена - от отм. 25,62м до отм. 60,25м	411-461	C30/37 (B35)
5	Стена – выше отм. 60,25м	372-388	C25/30 (B30)
6	Стена – выше отм. 60,25м	372-388	C25/30 (B30)
7	Перекрытий	310-333	C20/25 (B25)

Для определения механических свойств арматурной стали применен европейский стандарт СТ РК ИСО 6892-1-2010 «Материалы металлические. Испытания на растяжение. Часть 1. Испытание при комнатной температуре» [108].

Были проведены натурные испытания стержневой арматурной стали периодического профиля различных диаметров Ø12мм, Ø20мм, Ø25мм и Ø28мм для определения механических свойств арматуры по СТ РК ИСО 6892-1-2010 «Материалы металлические. Испытания на растяжение. Часть 1. Испытание при комнатной температуре». Количество опытных образцов арматуры на растяжение приведено в таблице 2.

Таблица 2 – Количество опытных образцов арматуры на растяжение

№	Диаметр образцов арматуры, мм	Количество образцов
1	12	3
2	20	4
3	25	3
4	28	2

Образцы для испытаний по определению механических свойств стержневой арматурной стали периодического профиля были отобраны образцы арматуры длиной 355мм, 390мм, 450 и 470мм диаметрами $\varnothing 12$ мм, $\varnothing 20$ мм, $\varnothing 25$ мм и $\varnothing 28$ мм, соответственно. Полная рабочая длина испытательных образцов с учетом зажимных устройств разрывной машины каждого диаметра выбрана таким образом, чтобы соблюдались требований, указанных в таблице 3.

Таблица 3 – Полная рабочая длина образцов-арматуры для испытаний на растяжение по СТ РК ИСО 6892-1-2010 при $k=11,3$

№	Коэффициент пропорциональности и К	Диаметр \varnothing , мм	Начальная расчетная длина $L_0 = k\sqrt{S_0}$, мм	Минимальная рабочая длина L_c , мм	Полная длина, мм	Начальная площадь поперечного сечения образца-арматуры S_0 , мм ²
1	11,3	28	280	300	470	615,8
2		25	250	280	450	490,9
3		20	200	220	390	314,2
4		12	120	185	355	113,1

Таблица 4 – Результаты испытаний образцов арматуры

№	Диаметр образца	R_{eH} ($R_{p0,2}$), МПа	R_{eL} , МПа	R_m , МПа	A_g , %	A, %
1	$\varnothing 12$	330,2	309,7	541,9	19,6	25
2	$\varnothing 12$	351,1	335,4	556,0	21,4	29,4
3	$\varnothing 12$	335,5	321,8	551,8	19,2	24,6
4	$\varnothing 20$	487,0	479,3	745,5	15,3	21,7
5	$\varnothing 20$	390,7	380,5	636,2	15,3	21,1
6	$\varnothing 20$	410,2	397,1	631,6	18,7	24,9
7	$\varnothing 20$	463,5	451,5	729,6	16,4	21,7
8	$\varnothing 25$	499,6	491,8	645,8	14,7	22,1
9	$\varnothing 25$	491,4	481,6	635,3	14,6	21,5
10	$\varnothing 25$	495,7	488,3	643,1	14,3	20,9
11	$\varnothing 28$	372,5	362,4	617,2	17,3	23,7
12	$\varnothing 28$	522,3	-	694,7	6,7	11,9

Анализ результатов испытаний образцов арматуры на растяжение диаметрами $\varnothing 12\text{мм}$, $\varnothing 20\text{мм}$, $\varnothing 25\text{мм}$ и $\varnothing 28\text{мм}$, приведенные в таблице 4 показал, что прочностные и деформационные свойства арматурной стали соответствует классу стержневой арматурной стали периодического профиля А240, А400 и А500 по ГОСТ 34028–2016.

2.4 Способ создания динамических нагрузок на объект испытаний. Методика испытаний и регистрирующая аппаратура

В выполненных экспериментальных исследованиях динамические нагрузки на исследуемый объект создавались с помощью вибромашины инерционного действия типа ВЗ.

Вибромашины типа В-3 являются одними из наиболее мощных в мире. Они позволяют развивать на валу возмущающую силу величиной до 1500–3000 кН.

В Республике Казахстан и странах СНГ с применением вибрационных установок типа В-3 проведены испытания десятков натуральных объектов. Результаты этих экспериментов неоднократно подтверждались сопоставлением с последствиями сильных землетрясений.

Для проведения вибрационных испытаний здания использовался следующий комплект силового оборудования:

- электродвигатель постоянного тока мощностью 200 кВт;
- шесть двухвальных вибраторов с горизонтально расположенными осями вращения рычагов-дебалансов;
- дополнительные грузы-дебалансы, устанавливаемые на рычаги вибраторов при необходимости;
- пульт управления, обеспечивающий плавное изменение частоты вращения вала двигателя.

При испытаниях двигатель и вибраторы были жестко закреплены к горизонтальной стальной раме, расположенной в уровне перекрытия над 29 этажом здания. Стальная рама, в свою очередь, была жестко закреплена к этому перекрытию.

Схема расположения вибромашины на перекрытии здания показана на рисунке 16.

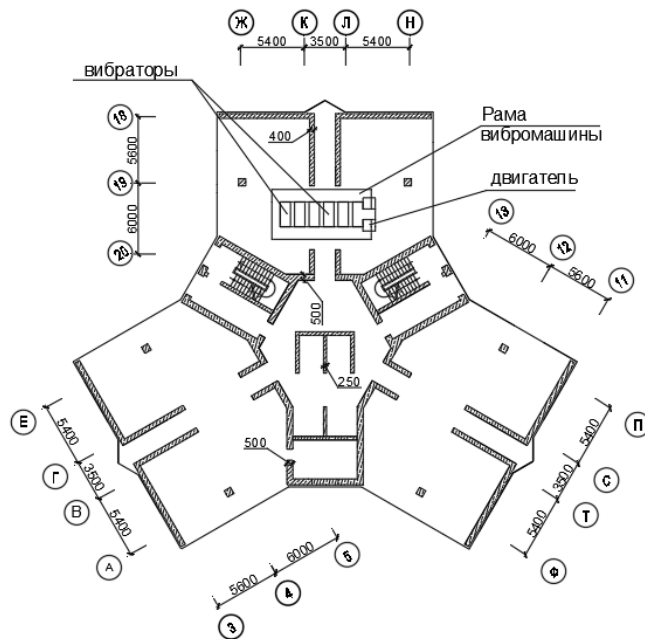


Рисунок 16 – Схема расположения вибромашины на перекрытии

Из рисунка 16 видно, что принятая схема установки вибромашины позволяла возбуждать колебания здания в предполагаемом направлении одной из его главных ортогональных осей инерции.

На рисунке 17 представлен внешний вид вибрационной установки, установленной на перекрытии.



Рисунок 17 – Внешний вид вибрационной машины, установленной на перекрытии

Вибрационное тестирование здания выполнялось в три основных этапа, которые показаны в таблице 5.

Таблица 5 – Этапы выполнения испытаний

Номер этапа	Число заблокированных вибраторов	Число дебалансных грузов на каждом вибраторе
1	1-1	I
	1-2	I
2	2-1	VI
	2-2	VI
3	3-1	VI
	3-2	VI
	3-3	VI

На каждом этапе испытаний выполнялось двукратное плавное прохождение через резонансные состояния, соответствующие различным формам колебаний здания: сначала за счёт увеличения частоты вращения дебалансов («прямой резонанс»), затем – при её снижении («обратный резонанс»).

На момент экспериментальных испытаний регистрировались колебания здания. Также проводилось визуальное обследование ненесущих и несущих элементов здания.

Техника для выявления динамических характеристик здания была разработана по требованиям института КазНИИСА.

Техника для регистрации динамических характеристик здания состоит из системы ввода аналоговых сигналов с аналого-цифровым преобразователем. Отдельный блок, работающий на базе ПЭВМ выполняет обработку и воспринимает сигналы.

Общий вид программно-аппаратного комплекса в процессе работы показан на рисунке 18.



Рисунок 18 – Общий вид программно-аппаратного комплекса в процессе работы

В проведенных испытаниях было задействовано 34 акселерометра. Датчики, закрепленные на конструкциях здания, показаны на рисунке 19.

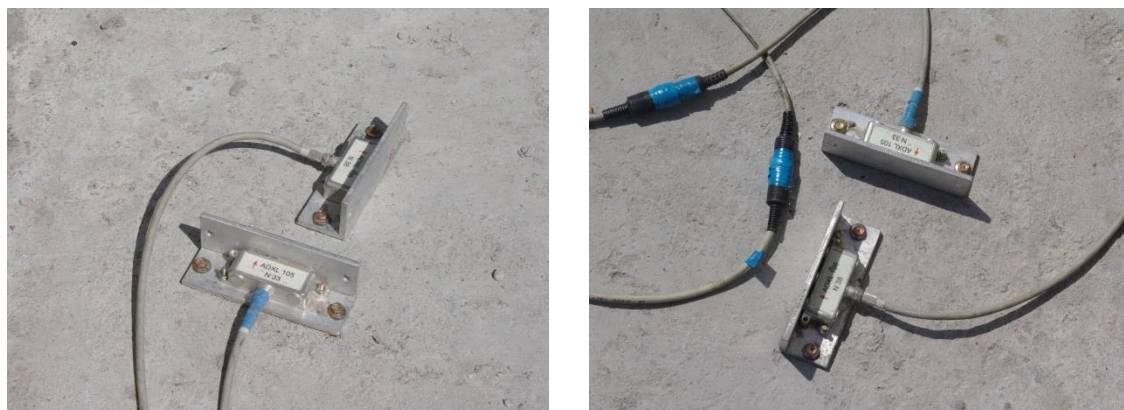


Рисунок 19 – Датчики, закрепленные на конструкциях зданий

Для определения моментов времени, соответствующие наступлению резонанса на записях колебаний, на один из каналов аналого-цифровой системы подавались метки с импульсного датчика, установленного на вибрационной установке.

Метки показывали горизонтальные положения рычагов дебалансов на каждом цикле колебаний объекта (положения во времени максимумов горизонтальных возмущающих сил на каждом цикле колебаний).

Принятая схема расстановки датчиков позволяла фиксировать:

- пространственные формы колебаний здания;
- деформации междуэтажных перекрытий, обусловленные их податливостью;
- горизонтальные и вертикальные деформации основания здания;
- перекосы этажей.

Схема расстановки акселерометров на экспериментальном объекте показана на рисунке 20.

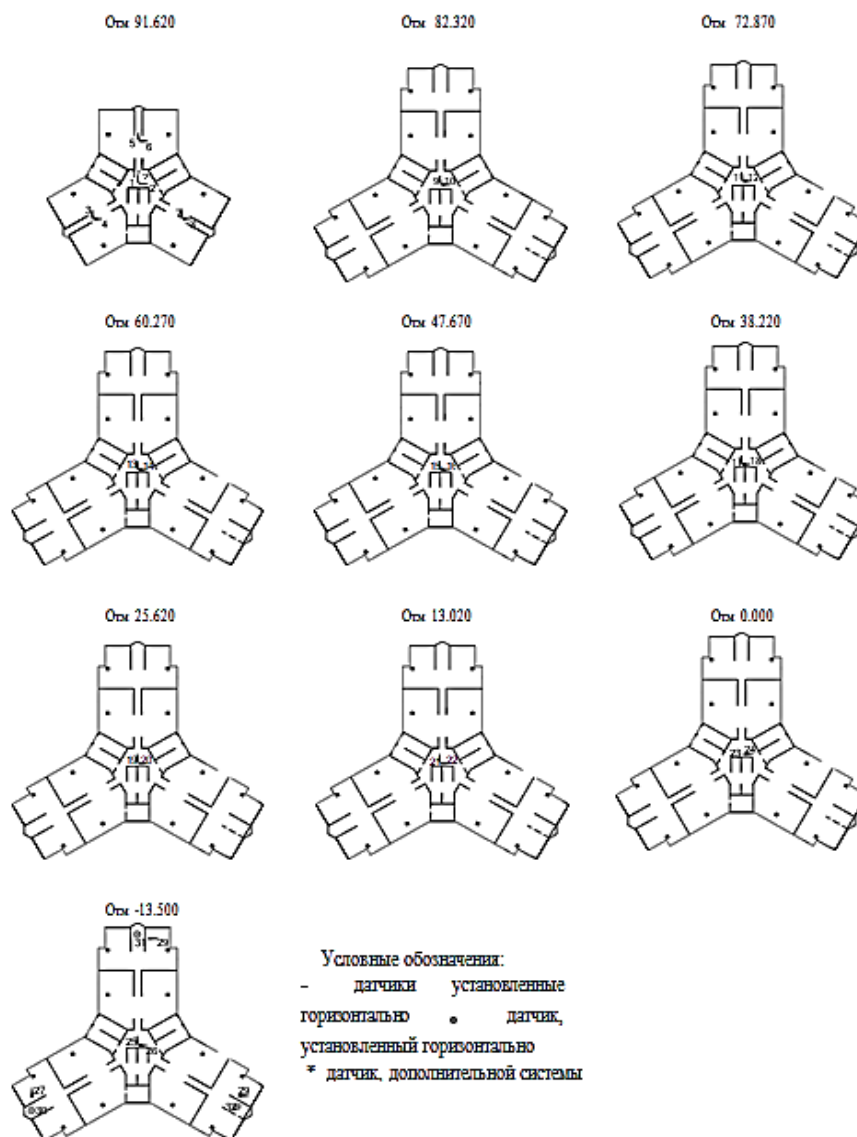


Рисунок 20 – Схема расстановки акселерометров на экспериментальном объекте

2.5 Динамические параметры и особенности деформирования объекта в процессе испытаний

Начальные динамические параметры исследуемого здания были установлены на основании изучения инструментальных записей его микросейсмических колебаний. Анализ записей показал, что при микросейсмических воздействиях периоды колебаний экспериментального объекта по первой форме в направлении оси У составляли примерно - 1,30 сек, а логарифмический декремент колебаний был равен 0,04.

Образцы записей колебаний здания, зарегистрированные некоторыми датчиками на этапе вибрационных испытаний III-3 в уровне перекрытия над 29 этажом, показаны на рисунках 21 и 22.

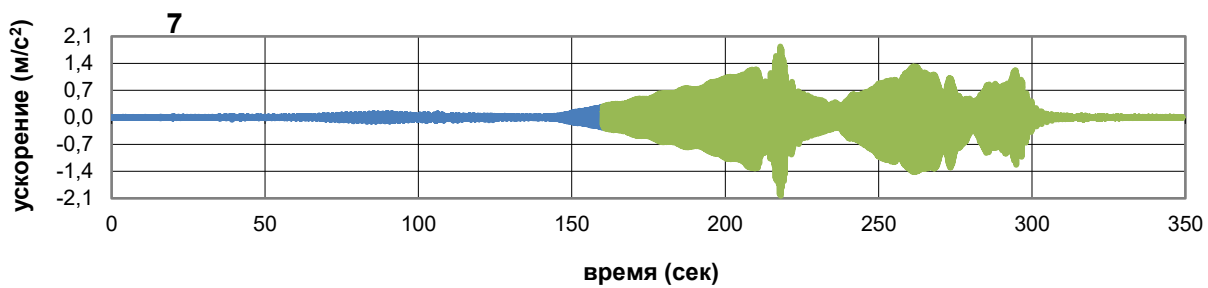
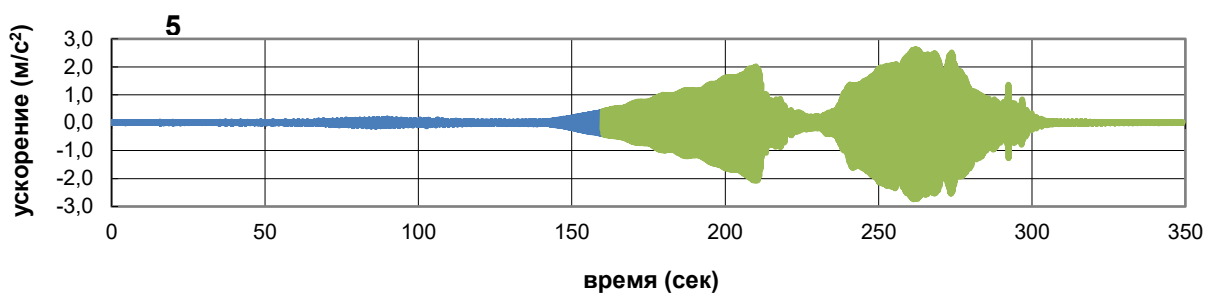
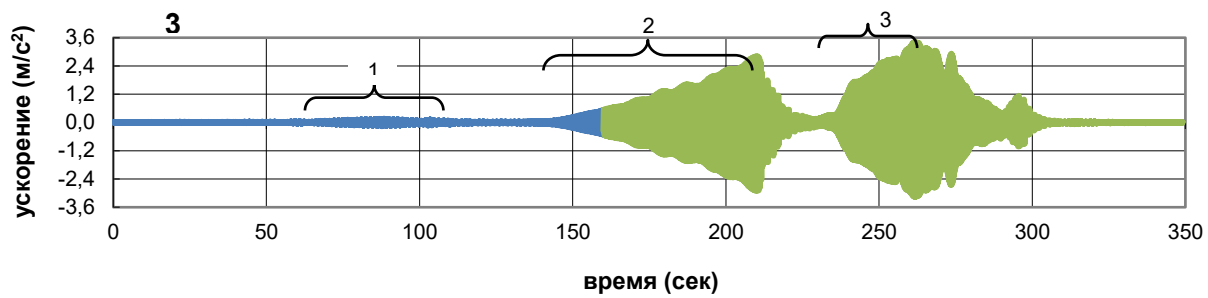


Рисунок 21 – Записи колебания здания на этапе III-3 в уровне перекрытия над 29 этажом

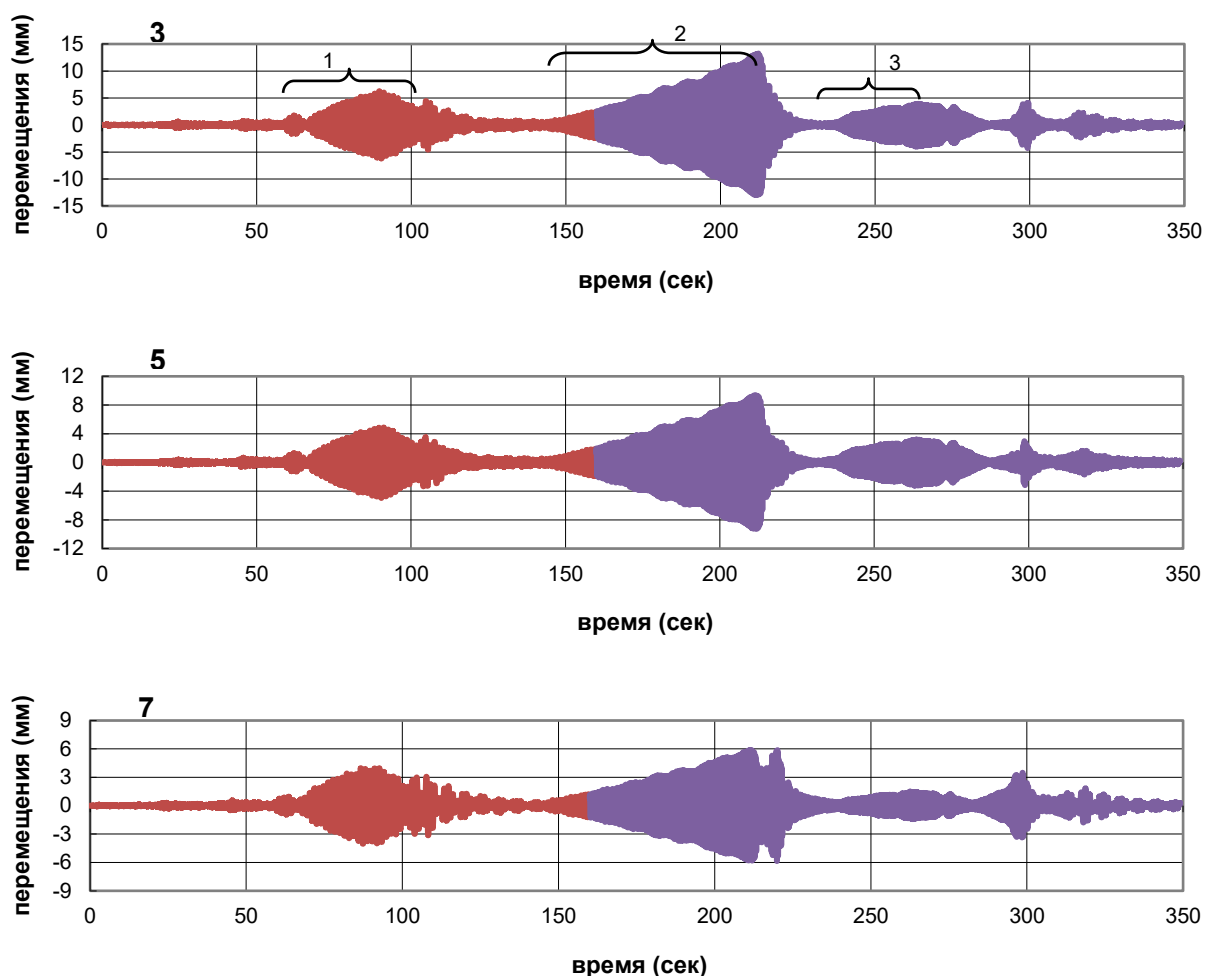


Рисунок 22 – Записи колебания здания на этапе III-3 в уровне перекрытия над 29 этажом

Цифры, показанные на образцах инструментальных записей, соответствуют номерам датчиков. Фигурными скобками на рис. 20 и 21 показаны зоны прохождения через первый, второй и третий резонансы, соответствующие первой, второй и третьей формам колебания здания в направлении оси У.

Значения периодов колебаний здания по разным формам приведены в таблице 6.

Таблица 6 – Периоды колебаний, пример взят из АО “КазНИИСА”

Номер формы колебаний	Периоды колебаний (сек) здания на этапах испытаний			
	I	II	III-I	III-3
1	1,31	1,33	1,40	1,48
2	0,38	0,40	0,42	0,43
3	-	0,20	-	0,22

Траектории движения междуэтажных перекрытий были построены по записям датчиков 1 и 2, расположенных в центральной части здания.

Образцы траекторий движения междуэтажного перекрытия здания над 29 этажом на этапе испытаний III-3 показаны на рисунке 23.

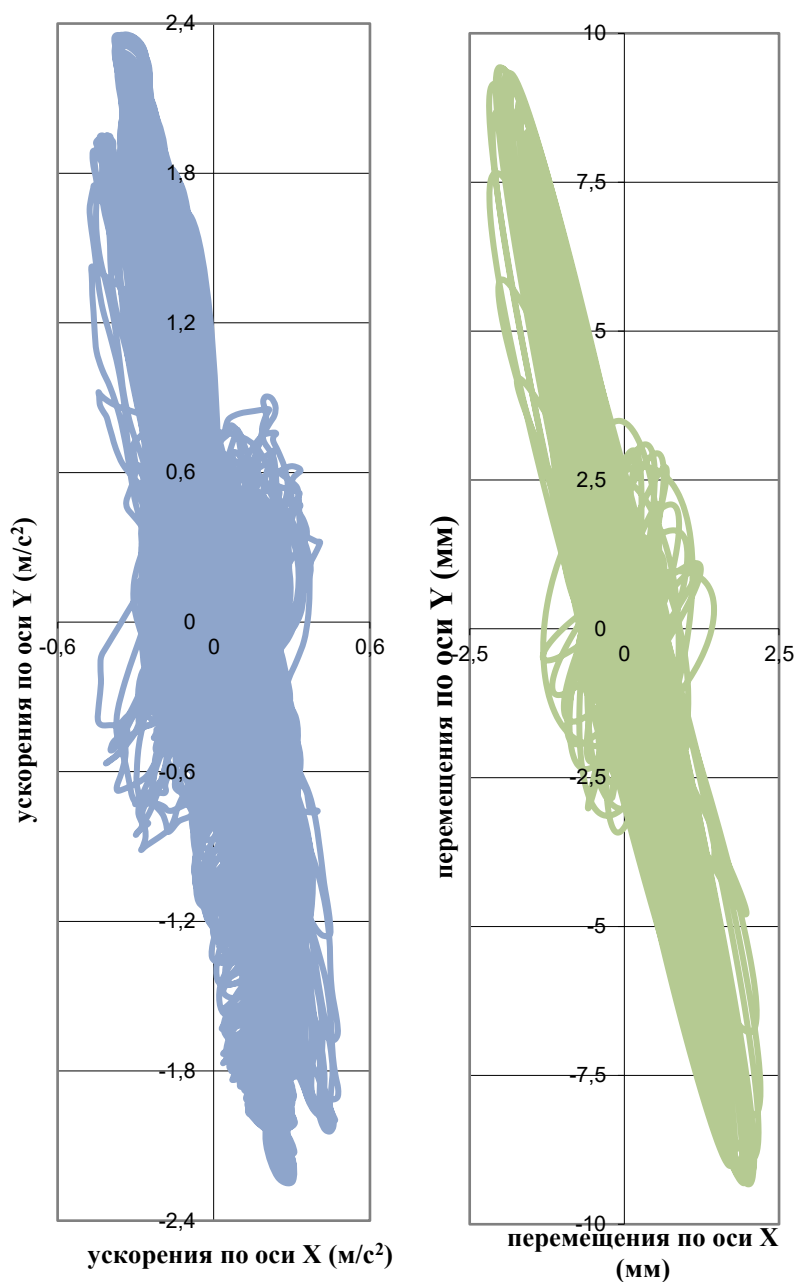


Рисунок 23 – Траекторий движения междуэтажного перекрытия здания над 29 этажом на этапе испытаний III-3

Формы колебаний вертикальной оси здания и значения коэффициентов форм колебаний в разных уровнях здания показаны на рисунке 24.

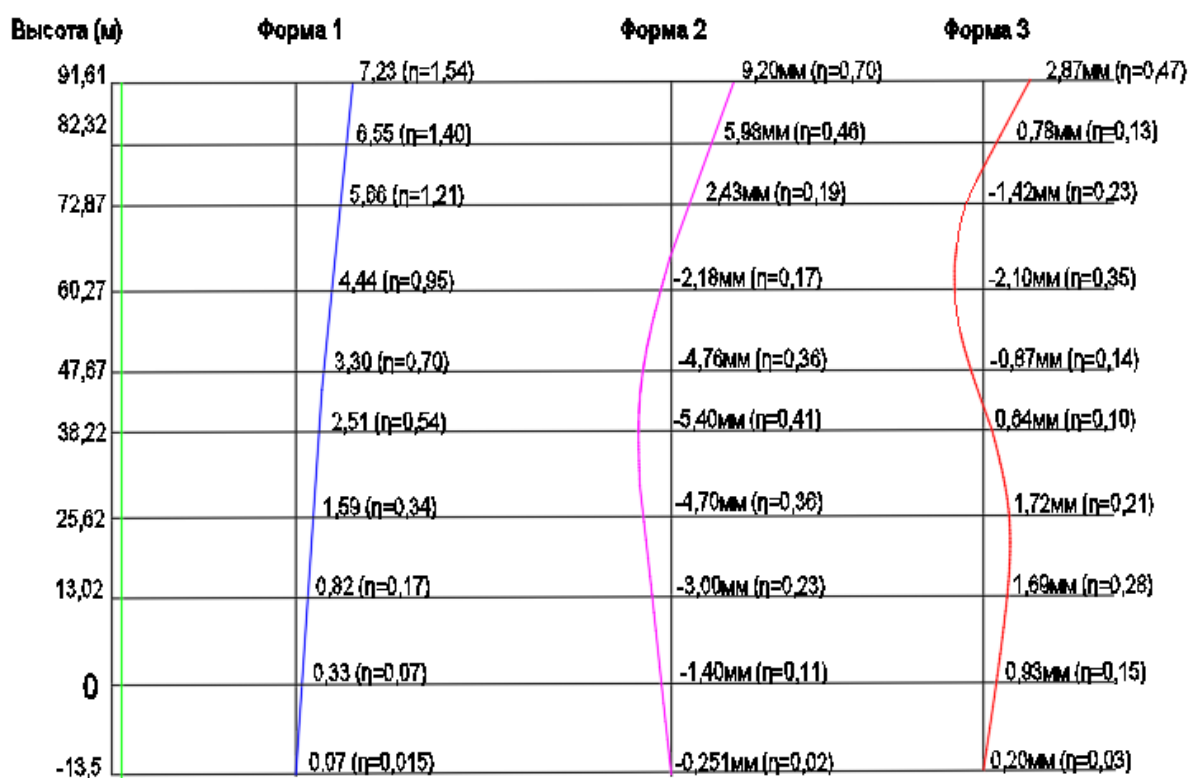


Рисунок 24 – Формы колебаний вертикальной оси здания

Максимальные ускорения и перемещения здания в направлении оси У, зарегистрированные датчиком 1 в центре перекрытия над 29-м этажом, приведены в таблице 7.

Таблица 7 – Максимальные ускорения и перемещения здания в направлении оси У над 29-м этажом

Номер формы колебаний	Перемещения, мм	Ускорения (в долях g)
1	7,2	0,016
2	9,2	0,199
3	2,9	0,240

Поступательные колебания здания сопровождались поворотами междуэтажных перекрытий в плане. Поэтому максимальные ускорения и перемещения, зарегистрированные датчиком 3 на краевом участке перекрытия над 29-м этажом (в месте пересечения осей 3 и 6) были ощутимо больше, чем зарегистрированные в центре перекрытия на таблице 8.

Таблица 8 – Максимальные ускорения и перемещения над 29-м этажом

Номер формы колебаний	Перемещения, мм	Ускорения (в долях g)
1	8,5	0,018
2	13,2	0,290
3	3,9	0,340

Значения логарифмических декрементов колебаний δ и коэффициентов затухания ξ , вычисленные на основании анализа инструментальных записей колебаний здания при максимальных вибрационных воздействиях, приведены в таблице 9.

Таблица 9 – Значения логарифмических декрементов колебаний δ и коэффициентов затухания ξ

Номер формы колебаний	Логарифмический декремент колебаний δ	Коэффициент ξ (в % от критического)
1	0,08	1,2
2	0,16	2,6
3	0,22	3,5

Примечание – При проведении вибрационных испытаний режимы прохождения через резонансы испытываемых объектов, как правило, носят нестационарный характер, и регистрируемые максимальные значения амплитуд колебаний не достигают значений стационарных амплитуд. В наибольшей степени влияние нестационарности проявляется при вибрационных испытаниях длинопериодных объектов с малым затуханием. Учитывая сказанное величины логарифмических декрементов колебаний δ и коэффициентов затухания ξ , приведенные в таблице 9, следует рассматривать как несколько завышенные по сравнению с действительными величинами. В наибольшей степени сказанное относится к характеристике диссипативных свойств здания при его колебаниях по первой форме и в наименьшей - по третьей форме.

Влияние податливости перекрытий и покрытия несущественно по отношению к общему характеру деформирования здания. Деформации перекрытий, возникшие в результате их податливости, не превышают 3% от общей величины горизонтальных перемещений. Также податливость основания здания незначительно влияла на деформационное поведение исследуемой конструкции. Над перекрытием 29-го этажа зафиксировано перемещение с учётом сдвиговой податливости основания. Влияние податливости на сдвиг при колебаниях по первой, второй и третьей форме составляло не более 1%, 2–3% и 7–8% соответственно.

Перемещения здания на уровне перекрытия над 29 этажом, обусловленные сдвиговой податливостью основания на поворот, составили:

- при колебаниях по первой форме – примерно 4–5 %;
- по второй форме – около 6–7 %;
- по третьей форме – 20–25 %.

Общий вклад податливости основания в перемещения верхней части здания не превышал:

- при первой форме колебаний – 5–6 %;
- при второй форме – 8–10 %;
- при третьей форме – 27–32 %.

2.6 Результаты визуального обследования несущих и ненесущих конструкций здания после вибрационных воздействий

Результаты визуального осмотра несущих и ненесущих конструкций здания после вибрационных воздействий показали следующее:

- в несущих конструкциях экспериментального объекта, после все этапов вибрационных воздействий, какие-либо повреждения отсутствовали;
- в некоторых ненесущих конструкциях (перегородках) и в местах их примыкания к смежным конструкциям визуально отмечено образование трещин с незначительным раскрытием.

Согласно положениям СН РК 2.03-28-2004 «Шкала для оценки интенсивности землетрясений MSK-64 (К)» степень повреждений несущих конструкций здания следует оценить величиной «0» - отсутствие видимых повреждений. Повреждения ненесущих конструкций, соответствующие состоянию объекта после завершения вибрационных испытаний, были близки к степени «1» - тонкие трещины в отдельных ненесущих стенах и перегородках (до 5%) и их соединения с несущими элементами. Оценивая степень повреждений несущих и ненесущих конструкций, следует учесть, что в процессе вибрационных воздействий здание перенесло 7 этапов испытаний, в процессе которых совершило порядка тысячи циклов колебаний по высшим формам с ускорениями до 0,2...0,3 g и более. Иначе говоря, на ненесущие конструкции порядка тысячи раз действовали знакопеременные горизонтальные нагрузки, составляющие не менее 20...30% их собственного веса. При реальных сейсмических воздействиях количество циклов колебаний здания подобного типа (с учетом возможности возникновения высших форм), в самом неблагоприятном случае составит не более 100...150.

В целом состояние здания после вибрационных испытаний полностью согласовывается с состоянием, предусмотренным научно-методическими основами действующих норм «Строительство в сейсмических районах».

2.7 Анализ инструментальных данных, полученных при вибрационных испытаниях экспериментального объекта

Сопоставление колебаний экспериментального объекта дано в таблице 10.

Таблица 10 – Периоды колебаний по первым трем формам колебаний

Формы колебаний здания	Значения периодов колебаний здания, сек	
	экспериментальные	расчетные
Первая в направлении оси Y	1,31/1,48	1,38
Вторая в направлении оси Y	0,381/0,43	0,38
Третья в направлении оси Y	0,201/0,22	0,195

Примечание - Экспериментальные значения периодов колебаний, приведенные в числителе, соответствуют начальным этапам испытаний, а в знаменателе - заключительному этапу испытаний.

Расчетные значения периодов колебания по трем формам колебаний, полученные на основании расчета высотного 35-этажного здания, приведены в Приложение А.

Из данных табл. 10 можно сделать следующие выводы.

1. Экспериментальные значения периодов колебаний здания по трем формам колебаний незначительно отличались от расчетных значений.

2. Резонансные периоды колебаний здания зависели от уровня действовавших на него нагрузок. Значения резонансных периодов колебаний на заключительных этапах испытаний превышали значения начальных периодов на 10...13%.

3. Изменение резонансных периодов колебаний здания по мере увеличения интенсивности внешних вибрационных воздействий может быть объяснено нелинейной работой несущих конструкций и основания.

4. Степень проявления нелинейности работы здания и основания, как это следует из экспериментальных данных, были незначительны.

Сопоставление количественных характеристик расчетных сейсмических нагрузок на запроектированное здание и динамических нагрузок, действовавших на объект в процессе испытаний, дано в таблице 11.

Таблица 11 – Ускорения расчетные и экспериментальные

Номер формы колебаний здания	Значения ускорений (в долях g) центра покрытия здания, соответствующие его формам собственных колебаний	
	Расчетные значения	Экспериментальные значения
1	0,281	0,016
2	0,394	0,199
3	0,264	0,240

В качестве характеристик расчетных сейсмических нагрузок в табл. 11 рассматривались величины ускорений в центре перекрытия над 29 этажом. Расчетные значения ускорений определялись для экспериментального объекта исходя из его фактических периодов колебаний. Из табл. 11 следует, что максимальные горизонтальные инерционные силы, действовавшие на экспериментальный объект при испытаниях (с учетом того факта, что в период испытаний часть нагрузок, действующих на объект в процессе эксплуатации, отсутствовала):

- при колебаниях объекта по первой форме - составляли примерно 80% от расчетных сейсмических нагрузок интенсивностью 5 баллов;

- при колебаниях объекта по второй форме - составляли примерно 90% от расчетных сейсмических нагрузок интенсивностью 8 баллов;

- при колебаниях объекта по третьей форме - составляли примерно 80% от расчетных сейсмических нагрузок интенсивностью 9 баллов.

По экспериментальным значениям ускорения, возможно определить среднеквадратичное значение ускорения по трем формам колебания по формуле (7):

$$g\sqrt{(0,016^2 + 0,199^2 + 0,240^2)} = 0,312g \quad (7)$$

Указанная величина есть в какой-то степени характеристика интенсивности воздействия. Для этого ее надо разделить на коэффициент, характеризующий эффект нарастания интенсивности колебания в верхней части дома за счет фильтрующих свойств здания. Если принять, что эффект ускорения на верху здания равен 2, то среднеквадратичное значение ускорения в основании будет равно 0,156g. По шкале сейсмической интенсивности амплитуда сейсмического воздействия будет 7–8 баллов.

Испытанный объект относится к длиннопериодным системам с довольно низкой способностью к рассеиванию энергии колебаний. Значения логарифмических декрементов колебаний, характеризующие диссипативные свойства испытанной конструктивной системы, оказались значительно меньше, чем значения декрементов, типичные для 5-этажных зданий аналогичных конструктивных систем.

Следует отметить, что хотя при колебаниях здания по третьей форме на него действовали нагрузки близкие к расчетным, значение логарифмического декремента колебаний было в 1,4 раза меньше, чем значение, принятое при построении нормативных графиков коэффициентов динамичности. При колебаниях здания по первой и второй формам значения логарифмических декрементов отличались в меньшую сторону от значения, принятого при построении нормативных графиков коэффициентов динамичности, в 4,2 и 1,9 раза соответственно. При более высоких уровнях сейсмических воздействий, из-за более активного включения в работу несущих конструкций, а также нелинейной работы несущих конструкций и грунтового основания, значения логарифмических декрементов колебаний здания по первой и второй формам, существенно возрастут. Наряду с этим следует учитывать, что характерной особенностью вибрационных испытаний является нестационарное прохождение через резонансы испытываемых объектов. При нестационарном проходе через резонанс не достигается соответствующая максимальная амплитуда колебаний исследуемого объекта и, как следствие, завышаются его диссипативные свойства.

Выводы по разделу 2

Анализ результатов вибрационных испытаний позволяет сделать следующие основные выводы.

1. Периоды по трем формам собственных колебаний (первый этап), определенные расчетным путем $T_1=1,38\text{с}$, $T_2=0,38\text{с}$ и $T_3=0,195\text{с}$, близки полученным экспериментальным значениям, которые составляют $T_{1,\text{экс}}=1,31\text{с}$, $T_{2,\text{экс}}=1,381\text{с}$ и $T_{3,\text{экс}}=0,201\text{с}$, соответственно. Выявленные различия в расчетных и экспериментальных значениях периодов колебаний незначительны. Однако экспериментальные данные получены без полезной нагрузки. Поэтому реально экспериментальные и теоретические периоды колебания будут отличаться примерно на 20%.

2. Податливость междуэтажных перекрытий незначительно сказывалась на характере деформирования здания. Горизонтальные деформации междуэтажных перекрытий здания, обусловленные их податливостью, составляли не более 3% от перемещений этих перекрытий. Суммарный вклад податливости основания (на сдвиг и поворот) в перемещения верха здания составил при колебаниях по третьей форме - не более 27...32%.

3. Испытанное 35-этажное здание относится к длиннопериодным системам с довольно низкой способностью к рассеиванию энергии колебаний. Значения логарифмических декрементов колебаний, характеризующие диссипативные свойства испытанной конструктивной системы, оказались значительно меньше, чем значения декрементов, типичные для 5-этажных зданий аналогичных конструктивных систем.

4. При колебаниях здания по первой, второй и третьей формам значения логарифмических декрементов отличались в меньшую сторону от значения, принятого при построении нормативных графиков коэффициентов динамичности, в 4,2, 1,9 и 1,4 раза соответственно. При определении расчетных сейсмических нагрузок на объекты подобного типа значения логарифмических декрементов колебаний рекомендуется принимать в пределах 0,12...0,18 ($\xi = 2...3\%$).

5. После вибрационных испытаний в несущих конструкциях здания каких-либо повреждений или трещин не отмечено. В некоторых перегородках отмечены трещины с небольшим раскрытием, образовавшиеся, как правило, в местах примыкания ненесущих конструкций к несущим.

3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОНОЛИТНОГО 22-ЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ ПРИ ПОМОЩИ ОТТЯЖКИ ИХ ТРОСОМ, С ПОСЛЕДУЮЩИМ МГНОВЕННЫМ СБРОСОМ СТАТИЧЕСКИ ПРИЛОЖЕННОЙ НАГРУЗКИ

3.1 Введение

При паспортизации 2023–2024 годов из 1777 обследованных домов в городе Алматы выявлено 32 дома с количеством этажей выше 18 этажей. Среди 322 (примерно 2100 домов), построенных за последние 15–20 лет многоэтажных жилых комплексов, высотные здания (свыше 18 этажей) составляют примерно 3% (www.kn.kz, www.korter.kz).

Строительные нормы Республики Казахстан [95, 96, 102], как и аналогичные нормы других стран СНГ [103-106], не содержат в должном объеме положения, регламентирующие правила и конструирования высотных зданий.

Поэтому имеется значительный объем экспериментальных исследований, посвященных исследованию динамических характеристик высотных зданий, и сравнению их результатов с расчетными исследованиями [24-30]. Многочисленные экспериментальные данные и классификация высотных зданий в нормативных документах различных стран изложены в [9, с. 260-255].

Многочисленными исследованиями [46, с. 441-478], [47], [89, с. 150], [90, с. 440] отмечены влияния конфигурация здания на сейсмостойкость (размеры в плане, высота, гибкость, симметрия и т.д.).

На первый взгляд увеличение высоты здания может показаться эквивалентным увеличению пролета консольной балки. Но это не так. С увеличением высоты здания обычно растет и значение периода собственных колебаний здания, а изменение периода колебаний означает изменение (в верхнем или нижнем уровне) ответных реакций здания и величины соответствующих усилий.

Маловероятно, что землетрясение может вызвать интенсивные перемещения грунта с высоким ускорением и периодом основных колебаний, равным 2 с; обычно для наблюдавшихся землетрясений эта величина составляла не более 0,5 с. Для города Алматы прогнозируются высокочастотные колебания грунта при сейсмическом воздействии высокой интенсивности.

Следовательно, здание высотой более 20 этажей с основным периодом колебаний более 1 с будет испытывать меньшее ускорение массы, чем здание высотой в 5–10 этажей с периодом колебаний 0,5 с.

Период собственных колебаний зданий является функцией не только высоты, но также гибкости, высоты этажей, типа конструктивной системы, используемого строительного материала, распределения масс. Поэтому изменение размера здания может одновременно вызвать изменение периодов собственных колебаний, что соответственно способствует увеличению или уменьшению величин сейсмических нагрузок.

Цель данной главы явилось определение основных динамических характеристик высотного монолитного здания в г. Алматы каркасно-стеновой конструктивной системы и проверки корректности расчетных предпосылок, принятых при его проектировании, и достоверность результатов, полученным при расчетных исследованиях. Однако многочисленные исследования показывают, что нередко экспериментальный период колебаний не совпадает с расчетным значением указанного параметра.

Поэтому целью работы данной главы является:

- путем оттяжки здания и сброса нагрузки определить величину периода колебаний по двум ортогональным осям, ориентированным в продольные и поперечные направления;
- определить характеристику диссипации энергии при свободных колебаниях здания. Это логарифмический декремент колебания;
- сопоставить результаты определения динамических характеристик здания по расчету с их экспериментальными величинами;
- анализ влияния высоты на собственные динамические характеристики высотных монолитных зданий, построенных и подвергнутых вибрационным испытаниям в г. Алматы.

3.2 Объект испытаний

Для проведения экспериментальных исследований был выбран объект, представляющий собой 22-этажное здание, строящегося в г. Алматы. Здание возведено на площадке сейсмичностью 9 баллов. Категория грунтов по сейсмическим свойствам – I. Условия, усложняющие сейсмологические или инженерно-геологические условия площадки строительства не выявлены. Здание запроектировано с 3 подземными этажами, одним цокольным, 20-м надземными жилыми этажами и двумя верхними техническими этажами из стальных конструкций.

Данная работа является продолжением экспериментальных исследований, выполненных в главе 3 настоящей работы. Рассмотренный объект в главе 2 является однотипными выбранными объекту со своими объемными планировочными, конструктивными решениями, сейсмологическими и инженерно-геологическими условиями, а также применяемых материалов и ограждающих конструкции в виде стеклянных витражей. Выбранный объект отличается от ранее исследованного объекта только количеством этажей, 22 надземных этажей вместо 35, что дает корректно оценить влияние уменьшение высоты, при выбранных одинаковых конструктивных системах, на сейсмостойкость зданий.

Основные объемно-планировочные и конструктивные решения сравниваемых высотных монолитных зданий приведены в таблице 12.

Таблица 12 – Основные объемно-планировочные и конструктивные решения высотных монолитных зданий

Объект	Кол-во этажей	Конструктивная схема	Форма в плане	Материал	Перегородки	Наружные стены
1. Жилой дом в г. Алматы	35	Каркасно-стенная	У	Монолит	Тепловые блоки	Витражи стеклянные
2. Жилой дом в г. Алматы (рассматриваемый объект)	22	Каркасно-стенная	У	Монолит	Тепловые блоки	Витражи стеклянные

Здание имеет У – образную форму в плане и отделено от примыкающих объектов антисейсмическими швами. Проектная высота здания от верха фундаментной плиты до верха монолитной покрытий составляет около 85.700 м. В конструктивном отношении изучаемый объект представляет собой пространственную каркасно-стенную систему.

Принципиальные проектные объемно-планировочные и конструктивные решения объекта испытаний показаны на рисунке 25.

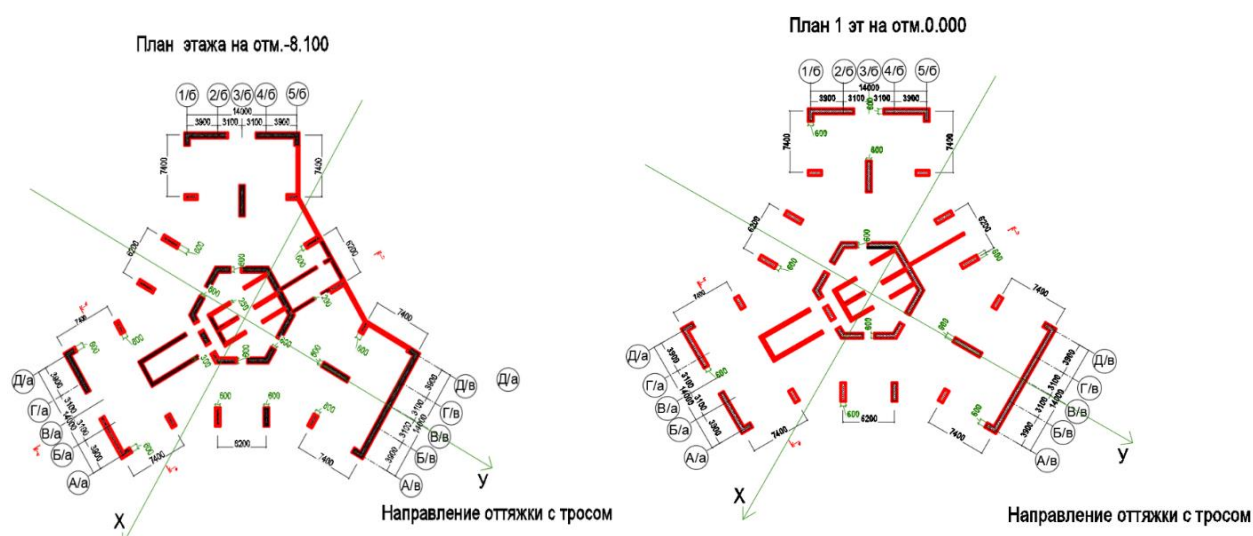


Рисунок 25 – Планы этажей экспериментального здания

Подвальные, цокольные и 20 надземных этажей здания выполнены в железобетонных конструкциях, а технические этажи в стальных конструкциях. Толщина основных железобетонных стен рассматриваемого здания принята переменной по высоте – от 600...500мм в уровнях нижних этажей до 400мм в уровнях верхних этажей. При горизонтальных воздействиях совместная работа железобетонных стен обеспечивается горизонтальными дисками перекрытий. Перекрытия здания выполнены монолитными железобетонными и имеют толщину 200мм. Фундаментная плита имеет толщину 2000мм. Проектная прочность бетона фундаментной

плиты приняты В25, стен: до отм. 11,450м – В45, от отм. 11,450 до 31,250 – В40, от отм. 31,250 до отм. 51.050 – В35, от отм 51,050 до отм. 70,850 – В30. Стены подвала, лифтовых шахт и плиты перекрытий предусмотрены из бетона В25. Перегородки в здании были выполнены из теплоблоков, а большая часть ограждающих наружных стен представлена витражами.

Здания каркасно-стеновых конструктивных систем, благодаря своим технико-экономическим преимуществам, большому потенциалу в области архитектурной выразительности внешнего облика и широким возможностям в части организации «гибких» планировок помещений, получили широкое распространение в практике сейсмостойкого строительства в г. Алматы.

Проектирование 22-этажного здания осуществлялось в соответствии с требованиями норм Республики Казахстан [96] и Специальных технических условий на проектирование многоэтажного жилого здания (площадка строительства г. Алматы).

К моменту испытаний экспериментального объекта было возведено 3 подземного этажа, один цокольный, 20 надземных этажей. Общий вид экспериментального объекта показан на рисунке 26.



Рисунок 26 – Общий вид экспериментального объекта

Основные динамические характеристики (периоды, формы и логарифмические декременты колебаний) определялись непосредственно из записей свободных колебаний экспериментальных зданий. Возбуждение

свободных колебаний создавалась при помощи оттяжки их тросом, с последующим мгновенным сбросом статически приложенной нагрузки.

3.3 Методика испытаний

Мгновенный сброс создавался обрывом специальных вставок из арматурной стали класса А240 диаметром 6 и 8мм при усилии 1,5–2,5 тс. Вставка соединила трос, закрепленный в уровне низа последнего этажа (покрытия) здания, с силовой установкой (автомашина) рисунках 27 и 28.



Рисунок 27 – Крепление троса к конструкциям здания



Рисунок 28 – Вставка соединения троса с силовой установкой (автомашина)

Испытание проводилось с использованием методом оттяжки здания с последующим резким сбросом приложенной нагрузки и получения в результате свободных колебаний. Длина троса приблизительно составила 90 метров. Точка приложения нагрузки – плита перекрытия 20 этажа. Схемы расстановки датчиков и прикладываемых нагрузок на здания выбирались таким образом, чтобы получить смещение здания в продольном и поперечном направлениях на рисунке 29.

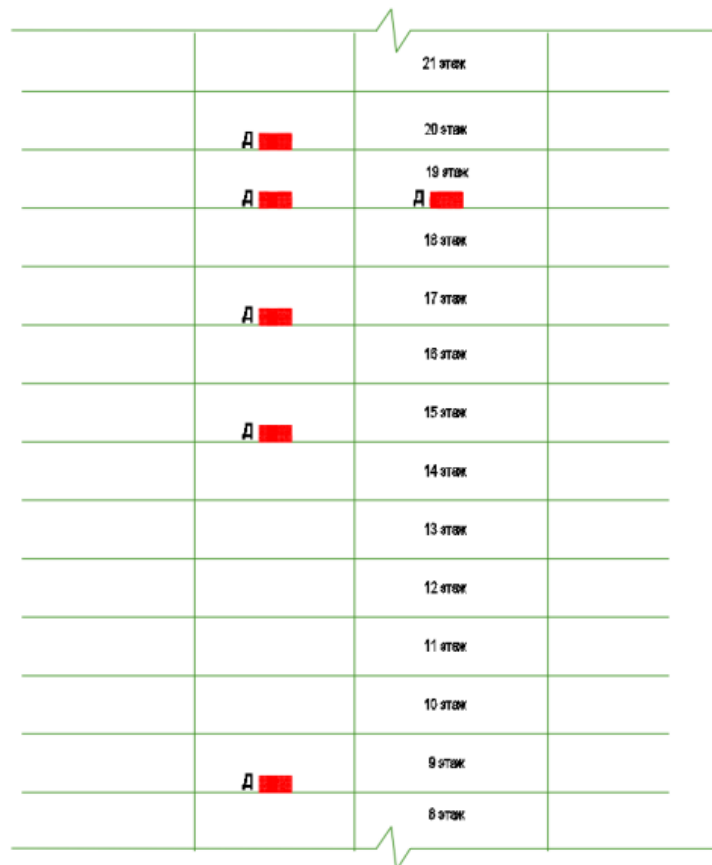


Рисунок 29 – Схема расположения датчиков по высоте здания

На этой же схеме показаны предполагаемые направления главных ортогональных осей инерции здания. Сейсмоприемники устанавливались на плитах перекрытия на 9-м, 15, 17 и на ядре 19-го этажа. Датчики, закрепленные на конструкциях здания на рисунке 30.



Рисунок 30 – Цифровой датчик, закрепленный на конструкциях здания

Акселерометры АТ1105 сфазированы относительно друг друга. Регистрация колебаний велась цифровым измерительным комплексом РСМ,

укомплектованными цифровыми акселерометрами АТ1105 и сейсмоприемниками СМ-3.

Общий вид программно-аппаратного комплекса в процессе работы показан на рисунке 31.



Рисунок 31 – Общий вид программно-аппаратного комплекса перед началом работы

В процессе испытаний динамические нагрузки прикладывались с их последовательным возрастанием с помощью тарированных вставок.

К моменту испытаний основные конструкции здания были возведены.

При проведении испытаний выполнялись: регистрация колебаний и предварительная обработка данных, визуальное обследование конструкций, а также фото-видеосъемки объекта.

Для оценки несущей способности конструктивных систем были выполнены поверочные расчеты пространственной системы высотного монолитного здания на действие основных и особых сочетаний нагрузок с учетом сейсмических воздействий с использованием программного комплекса «Лира-САПР 2024(R2x64)» (лицензия №1475, ID ключа 715420202) см. Приложение Б.

При расчете прочностные характеристики бетона несущих элементов железобетонных конструкций, нагрузки от собственного веса конструкций были приняты по результатам обследования. Данные размеров, сечений несущих конструкций каркаса рассчитываемого здания взяты из обмерочных чертежей. Оценка прочностных характеристик, плотности и однородности бетона производилась неразрушающими методами механического контроля по ГОСТ 22690–2015 с помощью молотка Кашкарова (метод пластических деформаций) [107]. Результаты фактической прочности бетона на сжатие высотного 22-этажного монолитного здания приведены в таблице 13.

Таблица 13 – Результаты фактической прочности бетона на сжатие элементов конструкций рассматриваемого 22-этажного высотного монолитного здания

Наименование конструкций	Средняя кубиковая прочность бетона, кгс/см ²	Проектный класс бетона
Фундаментная плита	319 -333	C20/25 (B25)
Стена - до отм. 11,450м	380-387	C25/30 (B30)
Стена - от отм. 11,450м до 31,250м	375-384	C25/30 (B30)
Стена - от отм. 31,250м до отм. 51,050м	369-382	C25/30 (B30)
Стена - от отм. 51,050м до отм. 70,850м	363-377	C25/30 (B30)
Перекрытий	309-341	C20/25 (B25)

3.4 Результаты испытаний

При динамических испытаниях произведено четыре записи свободных колебаний объекта в продольном и поперечном направлениях. На рисунках 32 и 33 приведены исходные графические представления записей колебаний.

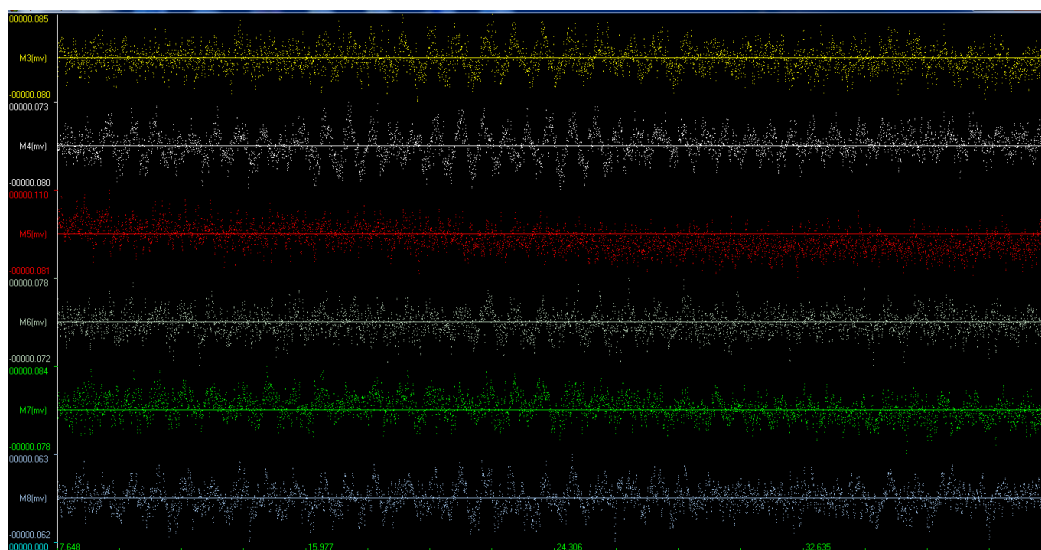


Рисунок 32 – Пример записи микросейсмических колебаний от 05.04.2024 г. Время: 17:18 (файл микросейсма после.txt)

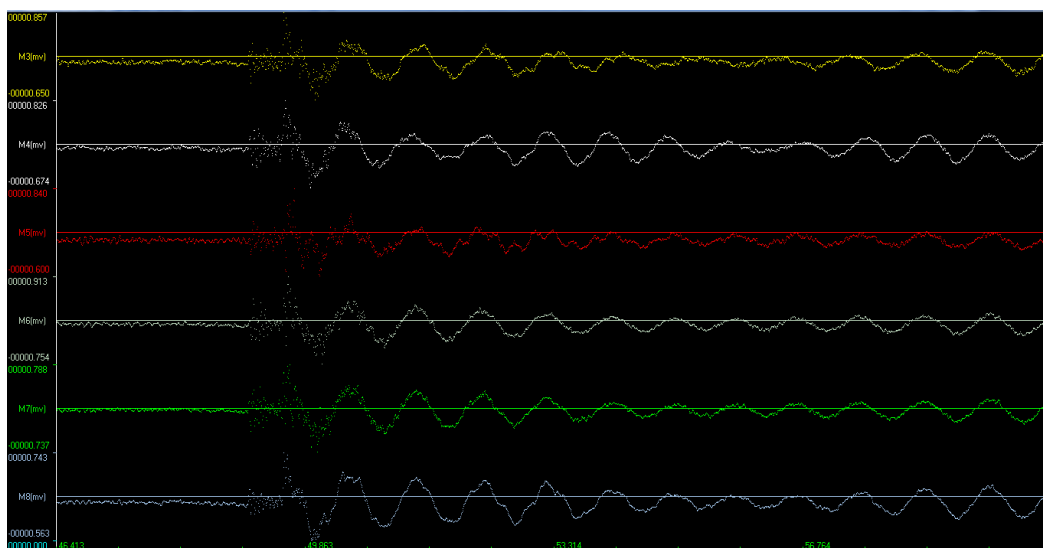


Рисунок 33 – Пример записи оттяжки от 05.04.2024 г. Время: 14:53 (файл оттяжка д.8-5.txt)

На рисунках 34 и 35 представлены некоторые спектральные кривые, построенные по акселерограммам в точках регистрации. Спектральные кривые получены с использованием математического пакета MATLAB. Получены величины периоды максимума спектра.

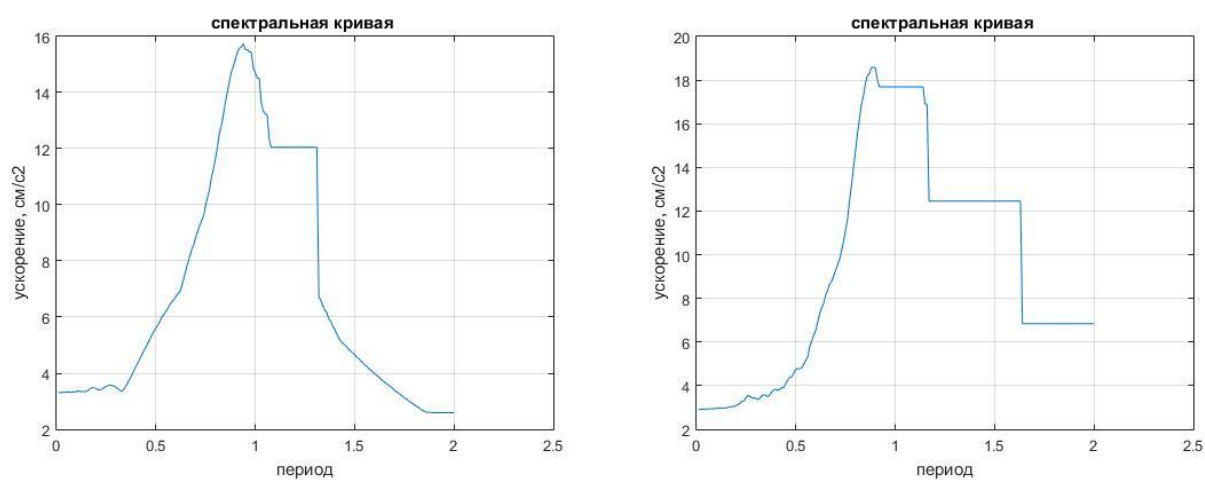


Рисунок 34 – Спектральная кривая акселерограммы канала р3 и р4

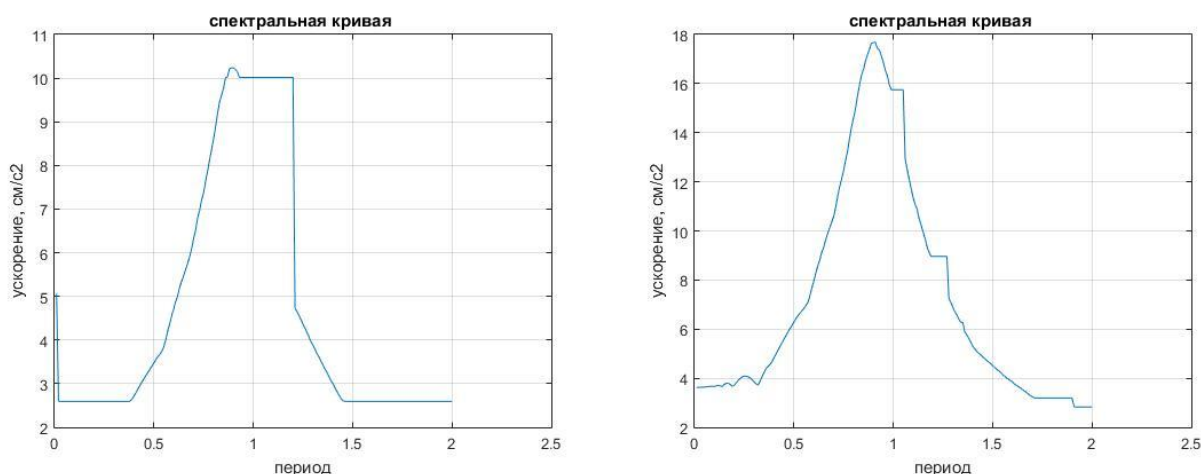


Рисунок 35 – Спектральная кривая акселерограммы канала р5 и р6

В таблице 14 приводятся динамические характеристики здания при испытаниях оттяжкой. Период колебания по высоте здания 0,88–0,94 сек.

Таблица 14 – Динамические характеристики

Название файла	Ускорение, см/с ²	Спектральное ускорение, см/с ²	Период колебаний, сек.	Логарифмический декремент колебаний	Коэффициент ξ (в % от критического) в среднем
P3	3,31	15,68	0,94	0,046–0,35; 0,14–0,17	1,6-2,9
P4	2,92	18,58	0,88	0,030–0,28; 0,062–0,38	
P5	2,13	10,24	0,90	-	-
P6	3,62	17,69	0,91	-	-

Величины логарифмического декремента колебаний δ по данным таблицы 14 меняются в пределах 1,6-2,9% от критического значения. Следует отметить, что величина δ является постоянной только в случае идеализированной одномассовой расчетной модели здания, которой диссипация энергии описывается простейшей моделью Фойгта. В реальных условиях указанные предпосылки, как правило, не выполняются.

Сопоставление расчетных и экспериментальных значений периодов собственных колебаний и логарифмические декременты колебаний экспериментального объекта дано в таблицах 15 и 16.

Таблица 15 – Начальные динамические параметры 22-этажного высотного монолитного здания

№	Наименование объектов	Методы испытания	Экспериментальные периоды, T сек	Расчетные периоды, T сек
			в продольном направлении по оси Y	в продольном направлении по оси Y
1	22-этажный жилой дом в г. Алматы	При помощи оттяжки тросом	0,88–0,94	0,98

Таблица 16 – Начальные динамические параметры 22-этажного высотного монолитного здания

№	Наименование объектов	Методы испытаний	Экспериментальные логарифмические декременты колебаний	Коэффициент ξ (в % от критического)
			в продольном направлении по оси Y	в продольном направлении по оси Y
1	22-этажный жилой дом в г. Алматы	При помощи оттяжки тросом	0,11–0,27	1,6-2,9

Экспериментальные значения периодов колебаний здания отличаются от расчетных значений в среднем 1,08 раза. Указанные различия в значениях расчетных и экспериментальных периодов колебаний здания объясняются в основном – влияние жесткости ненесущих конструкций (первая причина).

В результате появления трещин и других повреждений в ненесущих стенах и перегородках (в местах их примыкания к несущим элементам и в перемычках) их влияние на жесткость конструкции будет снижаться. Расчетные значения собственных периодов колебаний здания будут стремиться к значениям, полученным в экспериментальных измерениях.

Стоит подчеркнуть, что аналогичная ситуация с заметным расхождением между расчетными и экспериментальными периодами колебаний наблюдалась при испытаниях здания гостиницы «Казахстан». Так, расчетный период основного тона этого здания составлял 1,55 секунды, тогда как экспериментальные измерения показали 1,1 секунды.

Вторая причина - может повлиять масса сооружения к моменту испытаний, так как здания не была полностью завершена, хотя расчеты выполнялись по обмерным чертежам. Отсутствующие массы могли сказаться на периодах колебаний здания в пределах 10%.

Значения логарифмических декрементов колебаний, характеризующие способность испытанной каркасно-стеновой конструктивной системы высотных зданий к рассеиванию энергии колебаний, оказались в примерно 1,5 раза меньше,

чем значения декрементов, типичные для 9–10-этажных зданий аналогичных конструктивных систем.

3.5 Инженерный анализ

Основные конструктивные решения и начальные динамические параметры высотных рассматриваемых высотных монолитных зданий, построенных и подвергнутых вибрационным испытаниям в г. Алматы приведены в табл. 17 и 18.

Таблица 17 – Конструктивные решения высотных монолитных зданий.

№	Назначение объекта	Этаж	Конструктивная схема	Форма в плане	Фундамент, стены и перекрытий	Перегородки	Наружные стеновые ограждения
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Офисный комплекс «Нурлы Тау»	22(20)	Каркасно-стенная	У	Монолитное, железобетонное	Тепловые блоки	Витражи стеклянные
2	Офисный комплекс «Нурлы Тау»	35(29)	Каркасно-стенная	У	Монолитное, железобетонное	Тепловые блоки	Витражи стеклянные
3	Жилой дом ЖК «Столичный центр»	22	Каркасно-стенная	У	Монолитное, железобетонное	Тепловые блоки	Витражи стеклянные
4	Жилой дом ЖК «Mega Towers»	26	Стенная	Прямоугольная	Монолитное, железобетонное	Тепловые блоки	Витражи стеклянные
5	Гостиница «Казахстан»	25	Ствола-диафрагма	Эллипсовидная	Монолитное, железобетонное	-	Витражи стеклянные

Таблица 18 – Начальные динамические параметры высотных монолитных зданий

№ п/п	Наименование объектов	Методы испытаний	Экспериментальные периоды свободных колебаний, с	Расчетные периоды свободных колебаний, с
			в продольном направлении по оси Y	в продольном направлении по оси Y
1	Офисный комплекс «Нурлы Тау»	Метод оттяжки	0,88-0,94	0,98
2	Офисный комплекс «Нурлы Тау»	Вибрационное испытание	1,31/1,48	1,38
3	Жилой дом ЖК «Столичный центр»	Вибрационное испытание	0,944/1,152	1,510
4	Жилой дом ЖК «Mega Towers»	Вибрационное испытание	1,03/1,18	1,55
5	Гостиница «Казахстан»	Вибрационное испытание	1,05-1,10	1,55

Примечание – Экспериментальные значения периодов колебаний, приведенные в числителе, соответствуют начальным этапам испытаний, а в знаменателе – заключительному этапу испытаний. В скобках приведено фактическое число этажей.

Отличие между экспериментальными и расчетными значения периода колебания составляет до 30%. Причиной является неучет неконструктивных элементов здания (например, перегородок) и ограждающих конструкций.

Интересный факт обнаружен при сопоставлении экспериментальных значений периодов колебаний 22-этажного и 35-этажных зданий, выполненных с однотипными каркасно-стеновыми системами идентичными сейсмологическими и инженерно-геологическими условиями, а также применяемых материалов и ограждающих конструкции в виде стеклянных витражей согласно табл.18. Полученные при испытаниях значения периодов основного тона поступательных колебаний для здания высотой 22 этажа составляют в продольном направлении в среднем 0,91с.

Для здания с высотой 35 этажей периоды свободных колебаний, полученных ранее проведенных экспериментальных исследованиях [9, с.230-255], выше и находятся в пределах 1,31с в продольном направлении.

Увеличение высоты зданий (9 этажей) привело, к повышению фактических периодов колебаний от 0,91сек, до 1,31 сек (расхождение 30%). Исходя из этого, можно сказать, что увеличение высоты зданий приводит к увеличению собственных периодов колебаний с определенной пропорциональной зависимостью. Анализ диаграммы зависимости высоты (этажей) высотных зданий, представленных на рисунке 36 показывает, что увеличение высоты зданий на один этаж приводит, к увеличению периодов собственных колебаний примерно на 0,044 сек.

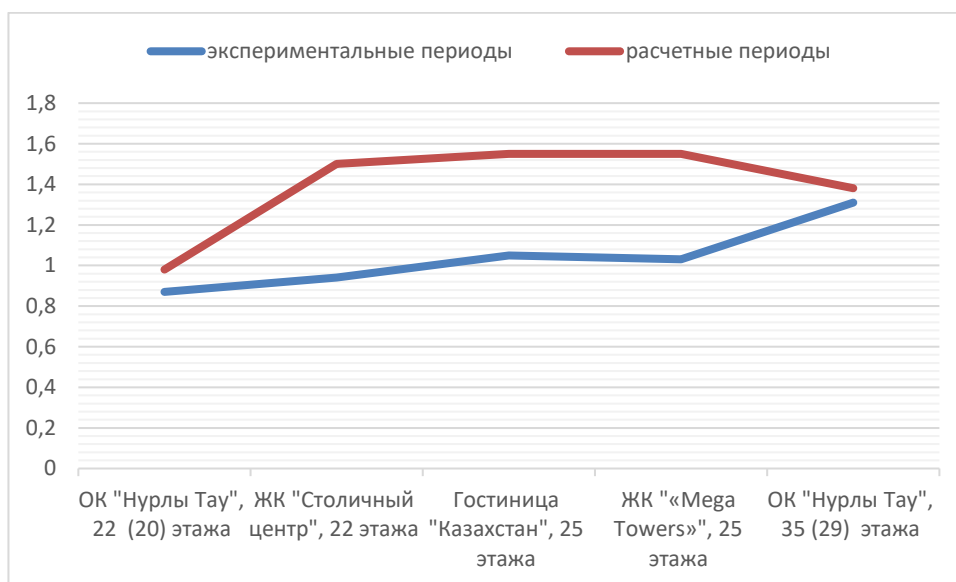


Рисунок 36 – Диаграмма «высота (число этажей) и периоды собственных колебаний» для высотных зданий

Надо сказать, что сравнение расчетных значений периодов колебаний 22-этажного (0,98с) и 35-этажных зданий (1,38с), приведенных в табл.18 показывает, что расхождения расчетных значений периодов колебаний рассматриваемых зданий составляет примерно 30%.

Период собственных колебаний здания зависит от: размеров в плане, высоты, площади и механических свойств стен, характеристик грунтов основания, несущей конструкции сооружения и другие. В области определения периодов собственных колебаний зданий проведено множество исследований [26-34].

Для определения периода колебаний [56, с. 35-45] предлагает для крупнопанельных зданий следующую формулу (8):

$$T = 0,045 \cdot N \quad (8)$$

для каркасных зданий по формуле (9):

$$T = 0,084 \cdot N - 0,2 \quad (9)$$

где:

N – число этажей.

В практике проектирования сейсмостойких зданий с жесткой конструктивной схемой обычно используют эмпирические формулы 9 для определения значения периода T , первой формы собственных колебаний:

$$T = \alpha \cdot N \quad (10)$$

где:

N – число этажей;

α , – коэффициент, зависящий от конструкций зданий и вида основания $\alpha = 0,04 \dots 0,09$.

Как показал опыт исследований, во многих случаях такой упрощенный подход без должного анализа конкретной ситуации может привести к серьезным ошибкам, которые, однако, идут в «запас» и могут занижить оценку состояния вполне добротного здания, но не наоборот. Поэтому надежнее в современных условиях анализировать и сопоставлять частоты собственных колебаний реальных объектов и их идеальной модели. В связи с этим, проведенные экспериментальные работы объектов, построенных в г. Алматы с несущими стенами из монолитного железобетона с одинаковыми типами грунтовых условий (I-первый) и сейсмичности площадки строительства (9-баллов) дает возможность уточнить эмпирическую зависимости значения периода T , первой формы собственных колебаний от число этажей высотных зданий.

На основании статической обработки данных, полученных в результате экспериментальных испытаний коэффициент α в эмпирической формуле 9, автором рекомендуется принять равным 0,045.

Выводы по разделу 3

1. Величина периода колебаний 22-ти этажного жилого здания каркасно-стеновой конструктивной системы колебания в пределах 0,87–0,94 сек.

2. Величина логарифмического декремента колебаний меняется в пределах 0,11-0,27 (1,6-2,9% от критического значения).

3. Периоды собственных колебаний по основному тону, определенные расчетным путем ($T_1 = 0,98$ с), близки полученным экспериментальным значениям, которые находятся в пределах 0,88-0,94с.

4. Увеличение высоты монолитных зданий на один этаж приводит, к увеличению фактических периодов собственных колебаний примерно на 0,03 сек.

5. На основании анализа экспериментальных испытаний уточнен и рекомендован коэффициент α – коэффициент (формула 9), равный 0,045 для стеновых конструктивных систем с типами грунтовых условий (I-первый) и сейсмичности площадки строительства (9- баллов) для условий г. Алматы.

6. Отличие между экспериментальными и расчетными значения периода колебания составляет до 8%. Причиной является неучет неконструктивных элементов здания (например, перегородок) и ограждающих конструкций.

7. Испытания 22-х этажного здания способом сброса нагрузки (оттяжка) представляется достаточно информативным. Метод позволяет достаточно точно определять период собственных колебаний по основной форме и начальный декремент колебания.

8. Проведенное испытание, а так же ранее проведенные испытаний и анализ последствий сильных землетрясений показывает, что каркасно-стеновые конструктивные системы обладают рядом неоспоримых преимуществ по сравнению с каркасными зданиями (уменьшение амплитуд колебаний, повышению диссипативных свойств конструктивных систем, уменьшение повреждаемости несущих элементов).

4 РЕАКЦИЯ 22-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫХ ЗАПИСЕЙ УСКОРЕНИЙ (СПЕКТРАЛЬНО-ВРЕМЕННОЙ МЕТОД)

4.1 Введение

Проведено множество исследований поведения многоэтажных жилых зданий при воздействии различных факторов, включая сейсмические [26, 82, 83, 84, 72, 69 и 70]. В этих исследованиях применяются современные методики, в том числе с использованием инструментальных записи ускорения при воздействии землетрясений (акселерограммы).

4.2 Объекты и методы

В условиях стремительного роста высотной застройки в крупных городских агломерациях приобретает особую важность проблема оценки сейсмической устойчивости таких высотных сооружений. В настоящем исследовании предлагается использовать инструментальные записи ускорения землетрясений для определения максимальных смещений 22-этажного здания и последующего сопоставления полученных данных с результатами, полученными спектральным методом.

В общепринятом мнении каждое землетрясение характеризуется уникальными спектральными и амплитудными параметрами, отличающими его от предыдущих событий. Однако, практика моделирования сейсмических воздействий с помощью расчетных акселерограмм, основанных на данных прошлых землетрясений, получила широкое распространение во всем мире. Более того, динамический анализ конструкций зданий и сооружений на основе таких акселерограмм стал обязательным требованием в нормативной документации при проектировании уникальных и ответственных объектов.

При этом предполагается, что расчетные акселерограммы должны отражать общие характеристики как прошедших, так и будущих сейсмических событий, а также учитывать особенности воздействия, наиболее опасные для исследуемых конструкций.

Алгоритм вычисления таких акселерограмм предусматривает задачу сигнала в упругой однородной среде с последующим расчетом колебаний слоисто-поглощающей пачки слоев.

Существуют различные способы выбора сигнала:

- подбор реальных акселерограмм из мирового банка данных с учетом магнитуды, глубины, эпицентрального расстояния, строения среды;
- генерирование акселерограмм на основе обобщенных данных о параметрах очага, спектральных особенностях среды, длительности и интенсивности колебаний;
- пересчет реальной записи сильного землетрясения опасного для данной территории из пункта регистрации на исследуемую площадку.

- методы, рассматривающие сейсмическое воздействие как нестационарный случайный процесс;
- методы, основанные на представлении сейсмического воздействия в виде стационарного процесса;
- методы, использующие аппарат дельта - коррелированных и Марковских процессов;
- методы, рассматривающие сейсмическое воздействие в виде серии некоррелированных импульсов.

Для расчетов зданий и сооружений на сейсмические воздействия [25], заданные инструментальными записями землетрясений, рекомендуется применять инструментальные записи, полученные:

1. при землетрясениях, характерных для рассматриваемой зоны по магнитуде, особенностям очага и интенсивности;
2. в пунктах, расположенных примерно на тех же расстояниях от очагов землетрясений и тектонических нарушений, что и рассматриваемая площадка;
3. в пунктах, имеющих примерно те же сейсмогеологические и поверхностные грунтовые условия, что и рассматриваемая площадка строительства.

Расчетные сейсмические нагрузки на здания и сооружения в соответствии СП РК 2.03-30-2017* [97, с. 22-41] могут быть определены:

- а) по спектральному методу.
- б) с применением наборов инструментальных, искусственных или синтезированных акселерограмм.

Определение расчетных сейсмических нагрузок по п. 7.1.4 а) следует выполнять для всех зданий и сооружений.

Определение расчетных сейсмических нагрузок по п. 7.1.4 б) следует выполнять:

- для объектов, повреждения которых при землетрясениях недопустимы;
- для зданий, оснащенных специальными системами сейсмозащиты;
- в случаях, оговоренных в технических условиях на проектирование зданий.

Выбор того или иного способа обычно обусловлен состоянием изученности сейсмологической обстановки в регионе. В нашем случае в условиях г. Алматы наиболее приемлемым является третий способ задания исходного сейсмического сигнала. В пользу этого говорят следующие обстоятельства: наличие обширной серии записей различных землетрясений, включая несколько сильных, полученных в пределах г. Алматы. Сосредоточенность очагов сильных землетрясений в сравнительно небольшой по объему очаговой зоне и предполагаемая схожесть их механизмов предопределяет, что сейсмические воздействия различных землетрясений на ограниченной территории будут иметь ряд повторяющихся свойств.

Сейсмическая активность территории города Алматы и его окрестностей обусловлена деятельностью Алматинского и Кеминского тектонических разломов. Наиболее опасными для города являются три сейсмогенные зоны:

Алматинская, Заилийская и Чилико-Кеминская. Они обладают значительным сейсмическим потенциалом, что может привести к возникновению землетрясений с очагами в этих зонах и магнитудой до 8,5. Протяженность этих зон соответствует протяженности хребтов Заилийский и Кунгей Алатау. В исторической летописи зафиксированы мощные землетрясения: Верненское землетрясение 1887 года с магнитудой 7,2 и Кеминское землетрясение 1911 года с магнитудой 8,2 (по некоторым оценкам - 7,9).

4 марта 2024 года имело место землетрясение с очагом в районе Кеминских тектонических разломов с магнитудой $M_{PV}=6.1$, Эпицентр землетрясения был расположен в 31 км на юг от г. Алматы на территории Казахстана.

В представленном наборе данных содержатся акселерограммы землетрясений с магнитудой от 6.3 до 7.4 и гипоцентральной расстоянием от очага от 19 до 89 километров. Применение акселерограмм должно осуществляться без предварительной нормировки, поскольку, как было установлено ранее, такая процедура может исказить частотный спектр сейсмических колебаний. Среднее значение амплитуд горизонтальных компонент составляет 432.24 см/с^2 со среднеквадратичным отклонением 247.08, что соответствует уровню сейсмической активности в 9 баллов.

Выборка трёхкомпонентных акселерограмм землетрясений, предназначенная для использования в расчётах сейсмической устойчивости железобетонных сооружений в г. Алматы приведена в таблице 19.

Таблица 19 – Выборка трехкомпонентных акселерограмм землетрясений

№	Шифр акселерограмм	Землетрясение, год, параметры очага	Интенсивность, см/с^2	Компонент
1	2	3	4	5
1	Трёхкомпонентная акселерограмма, единицы измерения – мм/с^2 , шаг оцифровки - 0.02, коэффициент усиления - 1.0			
2.1	Aks.24	Kern Country – 21.07.52г, R=41, M=7.2	152.7	
2.2	Aks.25	Kern Country – 21.07.52г, R=41, M=7.2	175.9	
2.3	Aks.26	Kern Country – 21.07.52г, R=41, M=7.2	102.9	Z
2	Трёхкомпонентная акселерограмма, единицы измерения – мм/с^2 , шаг оцифровки -0.02, коэффициент усиления - 1.0			
2.1	Aks.7	El-Centro- 18.05.40г, R=31, M=6.5	341.7	S00E
2.2	Aks.8	El-Centro- 18.05.40г, R=31, M=6.5	210.1	S90W
2.3	Aks.9	El-Centro- 18.05.40г, R=31, M=6.5	206.3	Z
3	Трёхкомпонентная акселерограмма, единицы измерения – см/с^2 , шаг оцифровки - 0.008, коэффициент усиления- 1.0			
3.1	Aks.190	Байсорунское -12.11.90г, D=35, H=20, M=6.3	699.2	N-S

Продолжение таблицы 19

1	2	3	4	5
3.2	Aks.191	Байсорунское -12.11.90г, D=35, H=20, M=6.3	437.0	E-W
3.3	Aks.200	Байсорунское -12.11.90г, D=35, H=20, M=6.3	665.98	Z
4	Трехкомпонентная акселерограмма, единицы измерения – см/с ² , шаг оцифровки - 0.0064, коэффициент усиления - 1.0			
4.1	Aks.201	Искусственная, M=7.4	460.15	OX
4.2	Aks.202	Искусственная, M=7.4	674.91	OY
4.3	Aks.203	Искусственная, M=7.4	438.21	Z

Расчеты на сейсмические воздействия с использованием инструментальных записей ускорений (акселерограмм) высотного 22-этажного здания производились с использованием программного комплекса ПК ЛИРА САПР 2024 с реализованным в программе модулем 29.

При расчете с использованием 29 модуля заданы:

- коэффициент диссипации ξ – относительное демпфирование в долях от критического равный 0,05 – для железобетонных конструкций;

- масштабный множитель к акселерограмме (данный множитель масштабирует ускорения);

- направляющие косинусы вектора воздействия не используются, шаг дискретизации (оцифровки) акселерограммы, длительность воздействия и оцифровку принимаются по выборке – набор ординат ускорений акселерограммы.

Единицы измерения ускорений – м/с². Если оцифровка акселерограммы дана в других единицах измерения, к примеру мм/с² или в относительных единицах a/g, то для приведения к м/с² следует воспользоваться масштабным множителем. Также масштабный множитель может быть использован для масштабирования величины ускорений, если, к примеру, акселерограмма нормирована на ускорение 1м/с².

При расчете 22-х этажного высотного здания с использованием модулей 29 все данные в расчетной модели заданы по обычным правилам ПК ЛИРА-САПР 2024, т.е. как при расчете на «стандартное» сейсмическое воздействие по модулям динамики из перечня, представленного в диалоговом окне «Задание характеристик для расчета на динамическое воздействие».

Рассматриваемое здание возведено на площадке сейсмичностью 9 баллов. Категория грунтов по сейсмическим свойствам – I. Условия, усложняющие сейсмологические или инженерно-геологические условия площадки строительства не выявлены. Здание запроектировано с 3-мя подземными этажами, одним цокольным, 21-м надземными жилыми этажами и верхним техническим этажом.

Общий вид и фрагменты исследуемого здания показаны на рисунке 37 и 38. Здание имеет Y – образную форму в плане и отделено от примыкающих объектов антисейсмическими швами. Проектная высота здания от верха фундаментной плиты до верха монолитной покрытий составляет около 85.700 м.

В конструктивном отношении изучаемый объект представляет собой пространственную каркасно-стеновую систему.

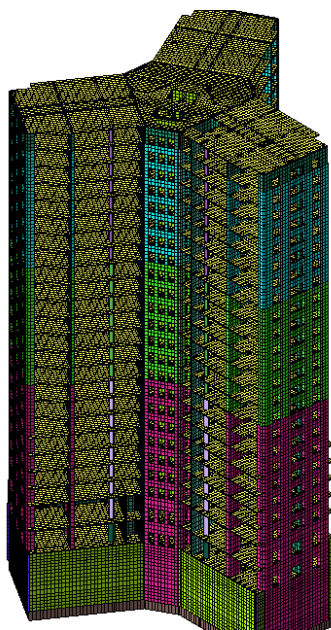


Рисунок 37 – Общий вид здания

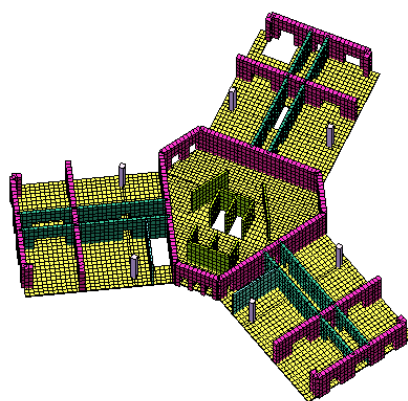


Рисунок 38 – Фрагмент плана здания

За расчетную взяты компонента «севера-юг, восток-запад и Z» акселерограммы, происшедших 17 мая 1976 года в Газли, 21 июля 1952 года в Kern Country, 18 мая 1940 года в El-Centro, 12 ноября 1990 года в Байсоринске, 18 октября 1989 года в Loma Pieta и искусственная.

Выборочные графики трехкомпонентных акселерограмм Aks. 7 - El-Centro- 18.05.40г, R=31, M=6.5 по X, Aks.24 - Kern Country – 21.07.52г, R=41,M=7.2 по X и Aks.190 - Байсорунское -12.11.90г, D=35, H=20, M=6.3 по X показаны на рисунке 39 – 41.

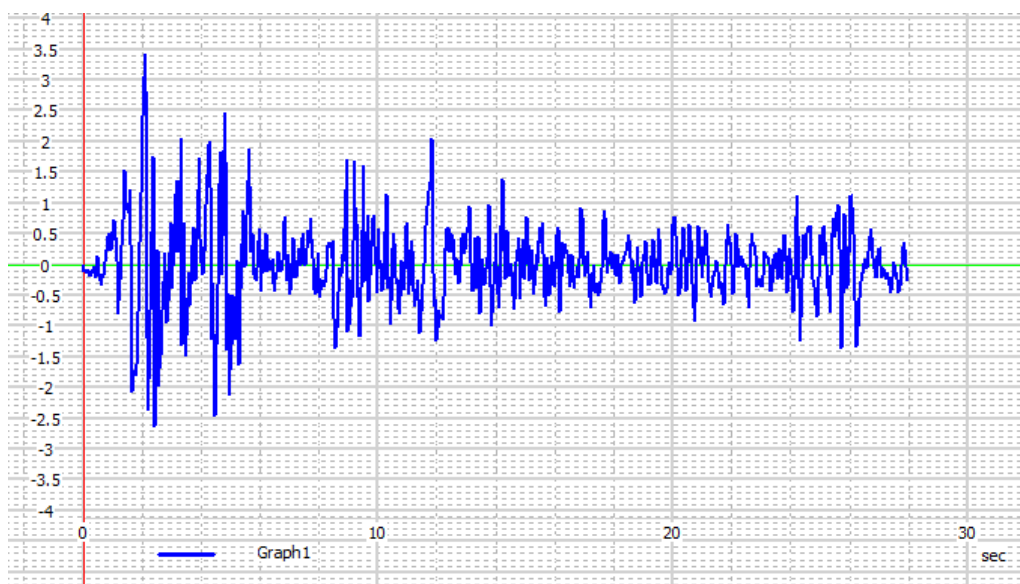


Рисунок 39 – График радиального компонента (акселерограмма Aks. 7 - г. El-Centro- 18.05.40г, R=31, M=6.5 по X)

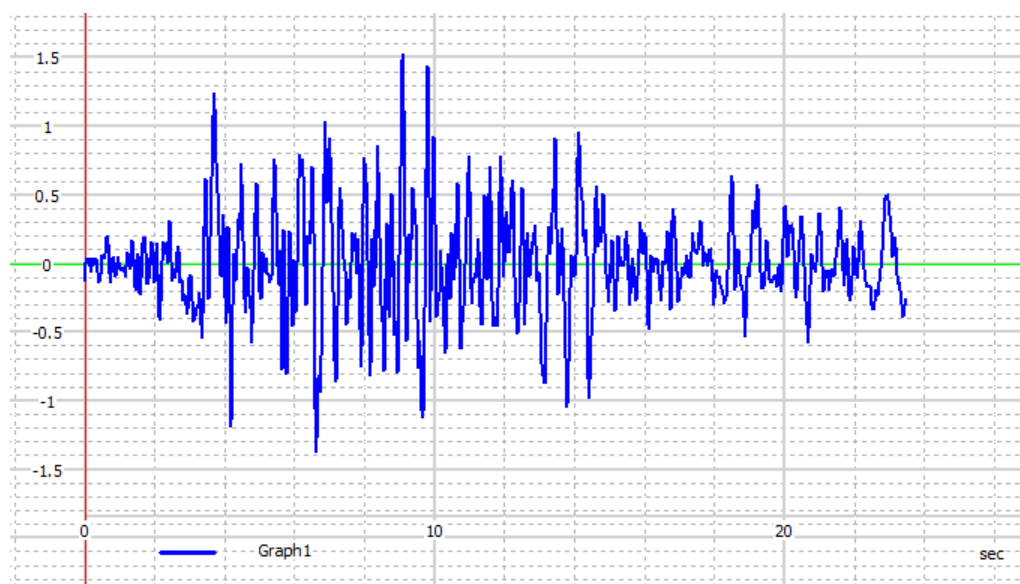


Рисунок 40 – График радиального компонента (акселерограмма Aks. 24 - Kern Country – 21.07.52г, R=41, M=7.2 по X).

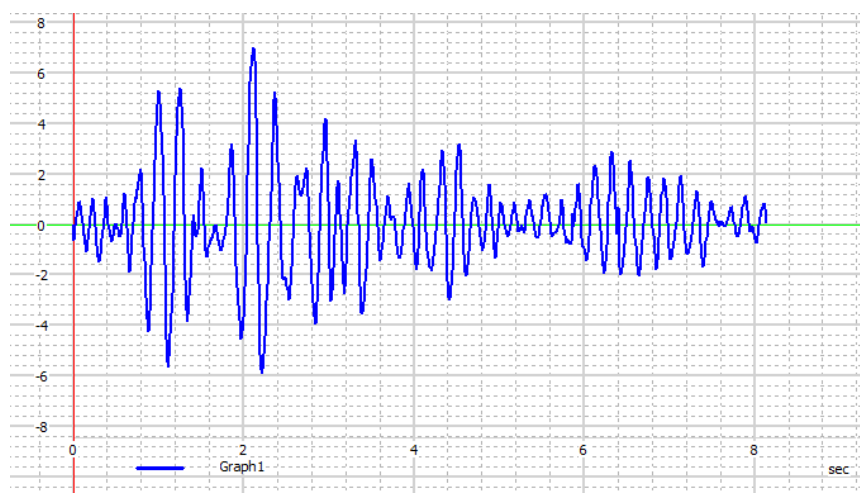


Рисунок 41 – График радиального компонента (акселерограмма Aks.190 Байсорунское -12.11.90г, D=35, H=20, M=6.3 по X)

4.3 Результаты

Для сопоставительного анализа перемещений был выбран железобетонная стена здания по оси 1/б на отметке 74.25 м, которая приведена на рис. 42. Выполнены два расчета с использованием программного комплекса «Лира-САПР 2024(R2x64)» (лицензия № 1475, ID ключа 715420202) с использованием наборов инструментальных акселерограмм по модулю 29 и спектральным методом по СНиП.

Максимальные перемещений стены по оси 1/б на отм. 74.25 м по направлениям X и Y по спектральному методу показаны на рисунке 42 – 44.

Максимальные перемещений стены по оси 1/б на отм. 74.25 м по инструментальным акселерограммам Aks.7, Aks.8 показаны на рисунке 45–46.

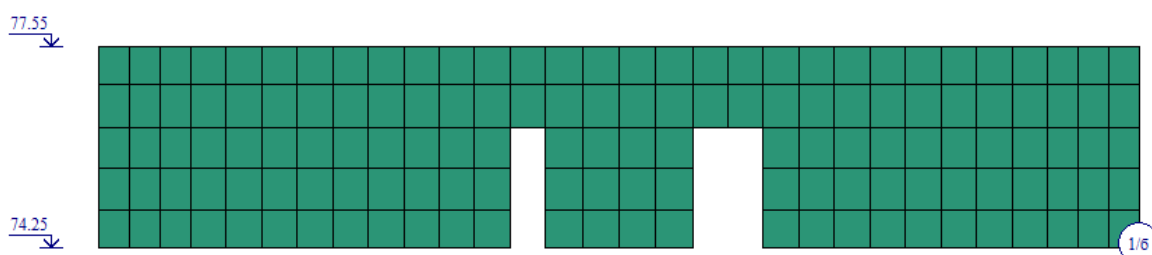


Рисунок 42 – Монолитная стена здания по оси 1/б на отм. 74.25 м

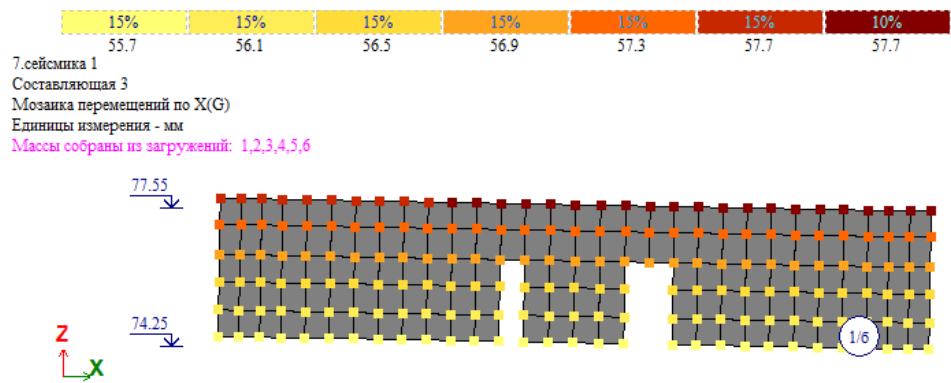


Рисунок 43 – Мозаика перемещений по оси X по спектральному методу

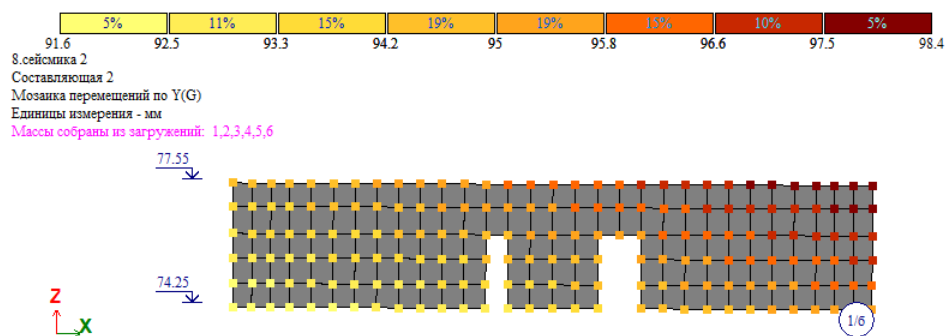


Рисунок 44 – Мозаика перемещений по оси Y по спектральному методу

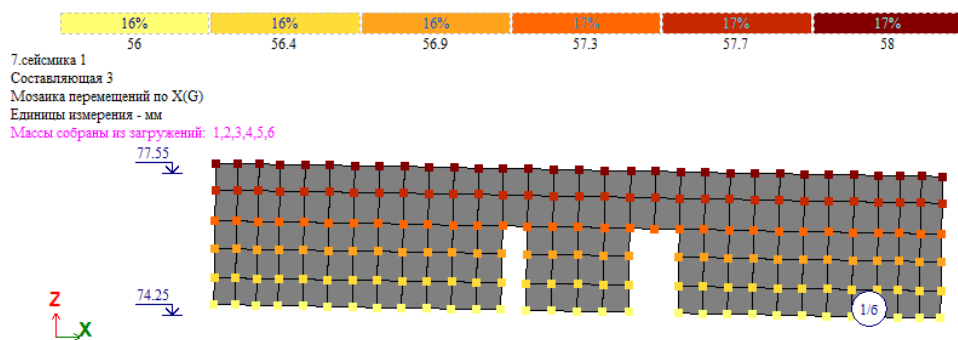


Рисунок 45 – Мозаика перемещений по оси X по инструментальным акселерограммами Aks.7

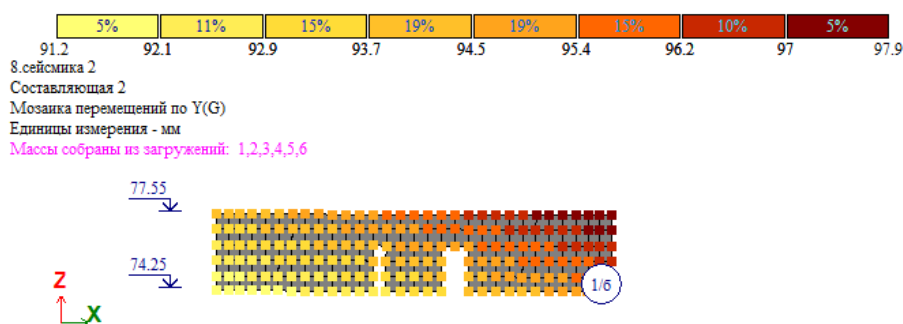


Рисунок 46 – Мозаика перемещений по оси по Y инструментальным акселерограммами Aks.8

Сопоставительный анализ перемещений стен 22-этажного здания по оси 1/6 по спектральному методу и инструментальных акселерограмм с множительным коэффициентом 1 приведен на таблице 20.

Таблица 20 – Сопоставительный анализ

№	Землетрясение, год, параметры очага, шифр	Номера узлов стены	По спектральному методу		Инструментальная акселерограмма (модуль 29)	
			Перемещений, мм		Перемещений, мм	
			по X	по Y	по X	по Y
1	г. Kern Country – 21.07.52 г, R=41, M=7.2 (Aks.24, Aks.25, Aks.26)	184573	57,71	98,30	11,43	19,15
		179756	56,89	97,29	11,27	18,95
		178057	55,69	95,75	11,03	18,65
2	г. El-Centro- 18.05.40г, R=31, M=6.5 (Aks.7, Aks.8, Aks.9)	184573	57,71	98,30	58,08	97,84
		179756	56,89	97,29	57,25	96,83
		178057	55,69	95,75	56,04	95,29
3	Байсорунское -12.11.90г, D=35, H=20, M=6.3. (Aks.190, Aks.191, Aks.200)	184573	57,71	98,30	20,462	33,42
		179756	56,89	97,29	20,17	33,08
		178057	55,69	95,75	19,74	32,55
4	Искусственная, M=7.4., (Aks.201, Aks.202, Aks.203)	184573	57,71	98,30	18,11	34,78
		179756	56,89	97,29	17,85	34,42
		178057	55,69	95,75	17,48	33,88

Примечание - В представленной таблице отсутствуют сведения о направлении Z, поскольку при выполнении основного расчета для 22 зданий использовались сейсмические воздействия вдоль осей X и Y.

Выводы по разделу 4

Сравнительный анализ горизонтальных смещений несущих конструкций 22-этажного здания по оси 1/6, проведенный как спектральным методом, так и

на основе инструментальных акселерограмм, выявил высокую степень согласия результатов. Максимальное смещение, зафиксированное по акселерограммам при использовании данных о реальных землетрясениях в округе г. El-Centro-18.05.40г, $R=31$, $M=6.5$ (Акс.7, Акс.8, Акс.9), практически совпадает со значениями смещений, полученными спектральным методом для исследуемого 22-этажного здания. Анализ инструментальных акселерограмм землетрясений в г. Kern Country – 21.07.52 г, $R=41$, $M=7.2$ (Акс.24, Акс.25, Акс.26) и Байсорунском (12.11.1990) и искусственный показал, что максимальные перемещения конструкций 22-этажного здания, полученные этим методом, оказались меньше, чем при расчетах по спектральному методу. Различия в результатах расчёта, по нашему мнению, обусловлены отличиями в частотах колебаний грунта основания при сильных землетрясениях. Отсутствие перегрузок (не превышение) значений указывает на адекватную сейсмическую устойчивость данного сооружения.

Расчет высотных зданий на воздействие реальных акселерограмм следует признать полезным при возможном прогнозе поведения здания в условиях реального землетрясения.

Применение прямого динамического расчёта с использованием специально отобранных акселерограмм, адаптированных к локальным особенностям сейсмической активности, способствует увеличению надёжности проектирования зданий в условиях высокой сейсмической опасности города Алматы.

Рекомендуется на высотных зданиях устанавливать станции инженерно-сейсмометрической службы на зданиях. Это позволит накапливать информацию о поведении зданий при землетрясениях и прогнозировать частотный состав ожидаемых землетрясений. Кроме того, это позволит инструментальные записи в уровне подвала здания рекомендовать как исходное воздействие при расчете таких объектов.

5 СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ПАРАМЕТРОВ РАСЧЕТНЫХ ПОЛОЖЕНИЙ НОРМ

Начиная с 19 декабря 2019 года, введены в действия по проектированию и строительства зданий и сооружений в Республике Казахстан базовые строительные нормы идентичны европейским стандартам (Еврокоды) СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий» с Национальным Приложением и СП РК EN 1998–1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций - Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий» с Национальным приложением.

Расчет строительных конструкций и проектирование в нормах [96-97, 114-121] производится на основании с использованием метода частных коэффициентов. При использовании метода частных коэффициентов необходимо удостовериться, что во всех значимых расчетных ситуациях, характеризующихся расчетными значениями воздействий, эффектами воздействий, а также сопротивлениями, принятыми в расчетных моделях, ни одно из возможных предельных состояний не превышено. Расчетные значения, определяемые непосредственно на основании статистических данных, должны обеспечивать для разных предельных состояний, как минимум, такую же степень надежности, что и при применении частных коэффициентов, указанных в [110].

В данной главе автором был проведен сравнительный анализ значений основных частных коэффициентов принятых в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 и СНиП 2.03.01-84*:

– коэффициент безопасности (надежности по СНиП) по бетону γ_c и по арматуре γ_s ;

– коэффициент безопасности (надежности по СНиП) по нагрузкам γ_f .

При проверке предельных состояний по несущей способности следует применять частные коэффициенты для материалов γ_c и γ_s . Сравнительный анализ значений частных коэффициентов γ_c , γ_s и γ_f приведены в таблицах 21–23.

Таблица 21– Сравнительный анализ значений частных коэффициентов по бетону γ_c

Расчетная ситуация	Коэффициент безопасности по бетону γ_c	
	СП РК EN 1992-1-1:2004/2011	СНиП
Постоянная и переходная	1,5	1,3

Таблица 22 – Сравнительный анализ значений частных коэффициентов по арматуре γ_s

Расчетная ситуация	Коэффициент безопасности по арматуре γ_s	
	СП РК EN 1992-1-1:2004/2011	СНиП
Постоянная и переходная	1,15 (для классов А400 и А500)	1,10 (для А400)

Таблица 23 – Сравнительный анализ значений частных коэффициентов по нагрузкам γ_f .

Расчетная ситуация	Коэффициент безопасности по нагрузкам γ_f	
	СП РК EN 1992-1-1:2004/2011	СНиП
Постоянная	1,35	1,10
Временная (переменная)	1,5	1,2-1,3

Сравнительный анализ значений частных коэффициентов безопасности γ_c , γ_s и γ_f показывает, что частные коэффициенты безопасности принятых в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 больше, чем принятых по СНиП: γ_c – 13%; γ_s – 5%; γ_f – 19% (постоянная); γ_f – 20% (временная).

Такое увеличение запаса прочности (безопасности) S с применением нормы СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 подтверждается данными Алмазова В. О. (профессор НИУ МГСУ, РФ) на таблице 24.

Таблица 24 – Отношение максимальной расчетной нагрузки с учетом всех коэффициентов безопасности при изгибе к минимальной несущей способности

№	Страна	S
1	Испания	1,95
2	Германия	1,75
3	Япония	1,70
4	США (нормы AC)	1,69
5	Еврокод -2	1,62
6	Франция	1,62
7	Португалия	1,62
8	Великобритания	1,55
9	СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции»	1,35
10	Венгрия	1,35
11	Польша	1,25

А также автором для сравнительного анализа был проведен ручной расчет железобетонной балки с одиночной арматурой и 9-этажного жилого дома с обычными геологическими условиями для г. Астаны по двум методикам [109].

Результаты сравнительного анализа показали, что проектирование зданий по СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 увеличивая расход арматуры до 28 %, повышает безопасность здания в целом.

Как известно, нормы СП РК EN 1998-1:2004/2012 и СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 взаимосвязаны, что увеличение коэффициента безопасности по нагрузкам γ_f вместо 1,1 на 1,35 для постоянных нагрузок γ_f вместо 1,2 на 1,5 для временных нагрузок (увеличенное на 19-20% по сравнению СНиП) может не привести к существенному повышению расчетной сейсмической нагрузки F_{ik} на здание от горизонтальной компоненты сейсмического воздействия, которое определяется по выражению 6.1. Так как при определении эффективной модальной массы m_{ik} здания согласно методике СП РК EN 1998-1:2004/2012 учитывается суммарное характеристическое значение нагрузок, как постоянных, так и временных, с применением соответствующего коэффициента сочетания.

Важно подчеркнуть, что применение повышенных коэффициентов безопасности при подборе арматуры для несущих конструкций здания ведёт к значительному увеличению расходов материалов.

При определении комбинаций модальных реакций согласно СП EN 1998–1:2004/2012 учитывается одновременное воздействие двухкомпонентное горизонтальных и вертикальных сейсмических составляющих. Это делается с использованием выражения (7.26–7.28) [2, с.21-32], реализованного в системе программного обеспечения РСН. В соответствии с СНиП предлагается система расчетных сочетаний нагрузок РСУ или РСН. Данный фактор способен вызвать некоторое повышение расчетных сейсмических воздействий на здания.

В целях обеспечения достоверности вышесказанного была проведена сравнительная оценка расчётных параметров высотного монолитного исследуемого объекта. Расчеты осуществлялись в программе ЛИРА САПР на основании норм СНиП РК 2.03-30-2006 и методик СП РК EN 1998–1:2004/2012 с использованием программы «ETABS v23.2.0 Build 4400».

В приложении Б и С приведены армирование колонн и монолитных стен (ДЖМ) рассматриваемого здания, выполненных по методикам СНиП и НТП к СП РК EN 1998–1:2004/2012 (Еврокод 8).

Проведенный сравнительный анализ армирование колонн и стен высотного здания, рассчитанных по методике [3], выявил существенное увеличение этих показателей в среднем более 20% по сравнению с результатами, полученными по СНиП. Сравнительный анализ приведен в таблице 25.

Таблица 25 - Сравнительный анализ армирования колонн и стен монолитного высотного здания, полученных по результатам расчетов по методикам СНИП РК 2.03–30-20006 и НТП к СП РК EN 1998–1:2004/2012

№	Наименование элементов здания	Площадь полной арматуры A_s , см ²		Превышение в %
		по методике СНИП РК 2.03-30-20006	По методике НТП к СП РК EN 1998–1:2004/2012	
1	Колонна по оси 1/б	39,2	49	20
2	Колонна по оси 4/а	45,7	69	33,7
3	Колонна по оси Г/в	68	68	-
4	Колонна по оси 2/а	67	68	1,5
5	Колонна по оси 4/а	40,5	75	46
6	Колонна по оси 2/в	40,5	49	17,3
7	Стена по оси Г/б	62,8	81	22,4
8	Стена по оси Ж/б	36,9	49,5	25,45

В приложении Б и С представлен полный расчет конструктивных элементов здания, выполненный с использованием специализированного программного обеспечения «Лира-САПР 2024(R2x64)» (лицензия № 1475, ID ключа 715420202) и «ETABS v23.2.0 Build 4400».

В соответствии НТП к СП РК EN 1998–1:2004/2012 [3, с. 45-54] для определения расчетной сейсмической нагрузки F_{ik} спектральным методом применяется выражение 11:

$$F_{ik} = \gamma_{Ih} \cdot S_d(T_i) \cdot m_{ik} \quad (11)$$

где:

F_{ik} – сейсмическая нагрузка на здание или сооружение в рассматриваемом горизонтальном направлении для i -й формы его собственных колебаний, приложенная к точке k ;

γ_{Ih} – мультимодальный коэффициент (коэффициент ответственности по высоте), значение которого следует принимать коэффициент, учитывающий класс ответственности каждого 1,8 (или k_3 по СНИП);

$S_d(T_i)$ – значение спектра расчетных реакций в ускорениях на периоде T_i ;

T_i – период колебаний здания или сооружения по i -й форме в рассматриваемом горизонтальном направлении;

m_{ik} – эффективная модальная масса, отнесенная к точке k , соответствующая i -й форме колебаний.

В процессе разработки нормативно-технических пособий НТП РК 08–01.7–2021 «Проектирование сейсмостойких зданий. Часть. Высотные здания» к СП РК EN 1998–1:2004/2012 [3, с. 45-54] коэффициент повышения расчетных нагрузок k_3 был включен в формулы (6.1) без изменений, приняв значение γ_{Ih} , равное 1,8.

В соответствии с разделом 1.3 настоящей работы, особенности строительства высотных зданий учтены в нормах СНИП при расчете сейсмических нагрузок спектральным методом. Это достигается введением коэффициента k_3 в общую формулу (5.1). Данный коэффициент учитывает количество этажей здания свыше пяти и рассчитывается по формуле 12:

$$k_3 = 1 + 0,06 \cdot (n - 5) \quad (12)$$

где:

n - общее число этажей в здании.

Предельное значение k_3 устанавливается равным 1,8 для высотных зданий стеновых и каркасно-стеновых конструктивных систем.

Данный подход обусловлен тем, что СНИПы, подобно аналогичным нормативам других стран СНГ, не охватывают в достаточной мере положения, регулирующие проектирование и расчет высотных зданий. Более того, самих эти нормы не содержат количественного определения понятия «высотное здание».

Отсутствие в СНИПах положений, касающихся проектирования и расчета высотных зданий, вполне объяснимо, поскольку СНИПы в своем традиционном формате устанавливают требования только для типовых ситуаций и не распространяются на специальные случаи. Такие случаи подлежат рассмотрению в специальных нормативно-инструктивных документах или в технических условиях индивидуального характера.

В контексте проектирования высотных зданий разработчики СНИП [101] выдвинули стратегию, основанную на приоритете безопасности. Аналогично авиационной отрасли, эта стратегия предполагает создание запаса прочности в конструктивной системе здания.

Реализация данной стратегии в СНИП осуществляется посредством увеличения расчётных сейсмических нагрузок на высотные здания. Для этого применяется коэффициент k_3 , который учитывает повышенную ответственность и низкие диссипативные свойства высотных зданий. Значение коэффициента определяется по формуле (6.2) [95].

Использование коэффициента γ_{Ih} , равного 1,8, для увеличения расчетных нагрузок при проектировании высотных зданий, по нашему мнению, неправомерно с введением современных норм проектирования СП РК EN 1998 и НТП РК 08–01.7–2021 «Проектирование сейсмостойких зданий. Часть. Высотные здания» к СП РК EN 1998–1:2004/2012. Данное заключение основано на проведенном сравнительном анализе значений расчетных параметров, выполненных по методикам СНИП [95] и НТП к СП РК EN 1998–1:2004/2012 [3].

Сам переход на стандарт СП РК EN 1998–1:2004/2012, являющийся идентичным европейскому стандарту, приводит к увеличению запаса прочности

конструктивных систем до 20% (см. выше), не учитывая другие параметры, которые также более строгие, чем в СНиП.

При проверках критических предельных состояний, значения частных коэффициентов свойств материалов γ_c и γ_s , учитывающие свойства материалов при сейсмическом нагружении принимаются в соответствии подразделом 2.6 [97] равным:

- $\gamma_c = 1,3$;
- $\gamma_s = 1,0$.

А также коэффициент α_{cc} , учитывающего влияние длительных процессов на прочность бетона при сжатии и неблагоприятных последствий принятого способа приложения нагрузки приняты равным 1,0.

Хотя, в нормативном документе в п.5.2.4 СП РК EN 1998–1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий» [2, с. 77] приводится, что для проверок критических предельных состояний частные коэффициенты свойств материалов γ_c и γ_s должны учитывать возможное снижение прочности материалов вследствие циклического деформирования.

Примечание 1 - Значения, приписываемые частным коэффициентам по материалам γ_c и γ_s для постоянных и переходных расчетных ситуаций, а также и аварийных расчетных ситуаций для применения в стране, могут быть приведены в её Национальном Приложении к EN 1992-1-1:2004 [113, с. 12].

Примечание 2 - Рекомендуются выбирать то значение из (2) этого подраздела, которое позволяет использовать одно и то же значение расчетного сопротивления, как для постоянных и переходных расчетных ситуаций (например, гравитационная нагрузка с ветром), так и для сейсмической расчетной ситуации.

При расчете конструкций высотных монолитных зданий значения γ_c и γ_s следует принять из пункта 2.4.2.4(1), приведенных в Национальном приложении к СП РК EN 1992-1-1:2004 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий» [113, с. 12]. Рекомендуются следующие значения коэффициентов: $\gamma_c = 1,5$ и $\gamma_s = 1,1$.

Значения γ_c и γ_s при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности приведены в п. 2.4.2.4(2) в Национальном приложении к СП РК EN 1992-1-1:2004 [113, с. 12]. Рекомендуются следующие значения коэффициентов: $\gamma_c = 1,0$ и $\gamma_s = 1,0$.

Значение коэффициента α_{cc} , учитывающее влияние длительных эффектов на прочность и неблагоприятных эффектов в результате неблагоприятного способа приложения нагрузки рекомендуется принимать $\alpha_{cc} = 0,85$.

Выводы по разделу 5.

1. На основании проведённых экспериментальных исследований и сравнительного анализа параметров расчётных положений нормативно-технических пособий НТП к СП РК EN 1990–1998 с нормами СНиП, автор

работы рекомендует для проектирования и строительства высотных зданий использовать мультимодальный коэффициент γ_{Ih} , учитывающий класс ответственности здания, равный 1,5.

Важно подчеркнуть, что значение мультимодального коэффициента $\gamma_{Ih} = 1,5$ показывает хорошую согласованность с коэффициентами k_3 , принятыми в действующих нормативных документах по сейсмостойкому строительству в Украине (ДБН В.1.1-12:2014) [103], Узбекистане (СНиП КМК 2.01.03-19) [104] и Таджикистане (СНиП Республики Таджикистан (РТ) 22-07-2018) [105]. Тем не менее, следует отметить, что основополагающие принципы расчётных положений национальных нормативов стран СНГ базируются на нормативных документах бывшего СССР, а именно на СНиП П-7-81 «Строительство в сейсмических районах» [95].

2. При расчете конструкций высотных монолитных зданий значения коэффициентов γ_c и γ_s следует принять из пункта 2.4.2.4(1), приведенных в Национальном приложении к СП РК EN 1992-1-1:2004 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий». Рекомендуется следующие значения коэффициентов: $\gamma_c = 1,5$ и $\gamma_s = 1,1$.

3. Значения γ_c и γ_s при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности приведены в п. 2.4.2.4(2) в Национальном приложении к СП РК EN 1992-1-1:2004 рекомендуется следующие значения коэффициентов: $\gamma_c = 1,0$ и $\gamma_s = 1,0$.

4. Значение коэффициента α_{cc} , учитывающее влияние длительных эффектов на прочность и неблагоприятных эффектов в результате неблагоприятного способа приложения нагрузки рекомендуется принимать $\alpha_{cc} = 0,85$.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Данное диссертационное исследование посвящено на разработку и внедрение усовершенствованных методик расчета высотных зданий на основе экспериментальных данных, для обеспечения повышения их сейсмической стойкости. Основным содержанием исследования стали проведения сравнительного анализа величин параметров собственных колебаний реальных высотных зданий (с периодами колебаний T от 1 до 6 секунд) и их идеализированных моделей, полученных в результате экспериментальных испытаний и уточненные коэффициенты, такие как коэффициент безопасности (надежности) по материалам и коэффициент высотности, которые рекомендованы для дополнительного внесения в Национальное Приложение к [4]. Разработанная методика расчёта позволяет существенно повысить сейсмостойкость высотных зданий, обеспечивая их сохранность и долговечность при воздействии землетрясений интенсивностью до 9 баллов в условиях г. Алматы.

1. Впервые проведено систематическое исследование сейсмостойкости высотных зданий при сейсмическом воздействии с учетом региональных особенностей города Алматы. В рамках данной работы получены параметры собственных колебаний реальных высотных зданий (периоды колебаний, формы колебаний и характеристики диссипативных свойств). Разработанные методы расчета представляют собой эффективные решения, повышающие сейсмостойкость таких объектов, что особенно актуально в контексте продолжающегося строительства высотных зданий в сейсмически активных регионах как г. Алматы. Подготовлены предложения для корректировки нормативных документов.

2. Впервые проведены натурные экспериментальные исследования 35-этажных монолитных зданий в г. Алматы и определены параметры собственных колебаний. Периоды по трем формам собственных колебаний (первый этап), определенные расчетным путем $T_1=1,38с$, $T_2=0,38с$ и $T_3=0,195с$, близки полученным экспериментальным значениям, которые составляют $T_{1, \text{экс}}=1,31с$, $T_{2, \text{экс}}=1,381с$ и $T_{3, \text{экс}}=0,201с$, соответственно. Выявленные различия в расчетных и экспериментальных значениях периодов колебаний незначительны. Однако экспериментальные данные получены без полезной нагрузки. Поэтому реально экспериментальные и теоретические периоды колебания будут отличаться примерно на 20%.

3. Установлено, что податливость междуэтажных перекрытий незначительно сказывалась на характере деформирования здания. Горизонтальные деформации междуэтажных перекрытий здания, обусловленные их податливостью, составляли не более 3% от перемещений этих перекрытий. Суммарный вклад податливости основания (на сдвиг и поворот) в перемещения верха здания составил при колебаниях по третьей форме - не более 27...32%. Испытанное 35-этажное здание относится к длиннопериодным динамическим системам с довольно низкой способностью

к рассеиванию энергии колебаний. Значения логарифмических декрементов колебаний, характеризующие диссипативные свойства испытанной конструктивной системы, оказались значительно меньше, чем значения декрементов, типичные для 5-этажных зданий аналогичных конструктивных систем. При колебаниях здания по первой, второй и третьей формам значения логарифмических декрементов отличались в меньшую сторону от значения, принятого при построении нормативных графиков коэффициентов динамичности, в 4,2, 1,9 и 1,4 раза соответственно. При определении расчетных сейсмических нагрузок на объекты подобного типа значения логарифмических декрементов колебаний рекомендуется принимать в пределах 0,12...0,18 ($\xi = 2...3\%$). После вибрационных испытаний в несущих конструкциях здания каких-либо повреждений или трещин не отмечено. В некоторых перегородках отмечены трещины с небольшим раскрытием, образовавшиеся, как правило, в местах примыкания ненесущих конструкций к несущим.

4. Проведены экспериментальные испытания способом сброса нагрузки (оттяжки) 22-этажного монолитного здания в г. Алматы и определены параметры собственных колебаний. Величина периода колебаний 22-ти этажного жилого здания каркасно-стеновой конструктивной системы колебания в пределах 0,88–0,94 сек. Величина логарифмического декремента колебаний меняется в пределах 0,11-0,27 (1,6-2,9% от критического значения). Периоды низших собственных колебаний, определенные расчетным путем ($T_1 = 0,98c$), близки полученным экспериментальным значениям, которые находятся в пределах 0,88-0,94с.

5. Результаты статистической обработки периодов колебания высотных зданий показали, что увеличение высоты на один этаж приводит, к увеличению фактических периодов собственных колебаний примерно на 0,03 сек. На основании анализа экспериментальных испытаний уточнена и рекомендована формула $T = \alpha \cdot N$. Для стеновых конструктивных систем с типами грунтовых условий (I-первый) и сейсмичности площадки строительства (9- баллов) для условий г. Алматы коэффициент α принимается равным 0,045. Такие результаты получены впервые.

6. Проведенное испытание, а так же ранее проведенные исследования и анализ последствий сильных землетрясений показывает, что каркасно-стеновые конструктивные системы обладают рядом неоспоримых преимуществ по сравнению с каркасными зданиями (уменьшение амплитуд колебаний, повышению диссипативных свойств конструктивных систем, уменьшение повреждаемости ненесущих элементов).

7. Сравнительный анализ горизонтальных смещений несущих конструкций 22-этажного здания по оси 1/б, проведенный как спектральным методом, так и на основе инструментальных акселерограмм (спектрально-временной), выявил высокую степень согласия результатов. Максимальное смещение, зафиксированное по акселерограммами при использовании данных о реальных землетрясениях в округе Kern Country (21 июля 1952 года, $R=41$ км,

$M=7.2$), практически совпадает со значениями смещений, полученными спектральным методом для исследуемого здания. Анализ инструментальных акселерограмм землетрясений в г. El-Centro (18.05.1940) и Байсорунском (12.11.1990) и искусственной моделью показал, что максимальные перемещения конструкций здания, полученные этим методом, оказались меньше, чем при расчетах по спектральному методу. Различия в результатах расчёта, по нашему мнению, обусловлены различиями в частотах колебаний грунта основания при различных землетрясениях. Отсутствие перегрузок (не превышение) значений указывает на достаточную сейсмическую устойчивость данного сооружения. Расчет высотных зданий на воздействие реальных акселерограмм следует признать полезным для возможного прогноза поведения здания в условиях реального землетрясения. Применение прямого динамического расчёта с использованием специально отобранных акселерограмм, адаптированных к локальным особенностям сейсмической активности, способствует увеличению надёжности проектирования зданий в условиях высокой сейсмической опасности города Алматы. Рекомендуется на высотных зданиях устанавливать станции инженерно-сейсмометрической службы на зданиях. Это позволит накапливать информацию о поведении зданий при землетрясениях и прогнозировать частотный состав ожидаемых землетрясений. Кроме того, это позволит получить инструментальные записи в уровне подвала здания, которые можно будет рекомендовать как исходное воздействие при расчете таких объектов.

8. На основании проведённых экспериментальных исследований и сравнительного анализа параметров расчётных положений нормативно-технических положений (НТП) к СП РК EN 1990-1998 с нормами СНиП, автор работы рекомендует для проектирования и строительства высотных зданий использовать мультимодальный коэффициент γ_{Ih} , учитывающий класс ответственности здания, равный 1,5. Важно подчеркнуть, что значение мультимодального коэффициента $\gamma_{Ih} = 1,5$ показывает хорошую согласованность с коэффициентами k_3 , принятыми в действующих нормативных документах по сейсмостойкому строительству в Украине (ДБН В.1.1-12:2014), Узбекистане (СНиП КМК 2.01.03-19) и Таджикистане (СНиП Республики Таджикистан 22-07-2018). Тем не менее, следует отметить, что основополагающие принципы расчётных положений национальных нормативов стран СНГ базируются на нормативных документах бывшего СССР, а именно на СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах».

9. При расчете конструкций высотных монолитных зданий значения γ_c и γ_s следует принять из пункта 2.4.2.4(1), приведенных в Национальном приложении к СП РК EN 1992-1-1:2004 «Проектирование железобетонных конструкций».

Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий». Рекомендуется следующие значения коэффициентов: $\gamma_c = 1,5$ и $\gamma_s = 1,1$. Значения γ_c и γ_s при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности приведены в п. 2.4.2.4(2) в Национальном приложении к СП РК EN 1992-1-1:2004

рекомендуется следующие значения коэффициентов: $\gamma_C = 1,0$ и $\gamma_S = 1,0$.
Значение коэффициента α_{cc} , учитывающее влияние длительных эффектов на прочность и неблагоприятных эффектов в результате неблагоприятного способа приложения нагрузки рекомендуется принимать $\alpha_{cc} = 0,85$.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 НТП РК 08–01.7–2021 (к СП РК EN 1998–1:2004/2012) «Проектирование сейсмостойких зданий. Часть «Высотные здания» (с изм. 2021-12-15).
- 2 СП РК EN 1998–1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий»/Астана, Комитет по делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2015. – С. 221.
- 3 Национальное приложение НП к СП РК EN 1998–1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий»/Астана, Комитет по делам строительства и Комитет по делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2015. – С. 8.
- 4 НТП РК 08–01.2–2021 (к СП РК EN 1998–1:2004/2012) «Проектирование сейсмостойких зданий. Часть. Высотные здания» (с изм. 2021-12-15).
- 5 Абаканов Т. Стратегия прогноза и снижения ущерба от возможных землетрясений в Казахстане//Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. – Алматы: КазНИИССА. 1997.- С.178-280.
- 6 Абаканов Т., Хайдаров М.С. Выбор конструкций зданий и сооружений по районированию частоты спектра сейсмических колебаний (Республиканский опыт). – Алма-Ата: КазЦНТИС Госстроя КазССР, сер. Промышленное строительство, вып.8, 1986. - С. 9.
- 7 Абаканов Т. Прогноз и снижение повреждаемости сооружений при землетрясениях. – Алматы: Эверо, 1999. – С. 252.
- 8 Лободрыга Т.Д. О необходимости разработки и реализации программы работ по обследованию и сейсмоусилению основных объектов социальной инфраструктуры, систем жизнеобеспечения жилищного фонда, расположенных в сейсмических районах Республики Казахстан // В сб. Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. Труды института. Вып.23 (33). Алматы: АО «КазНИИССА», 2021.- С. 318–328.
- 9 Ицков И.Е. К обсуждению нормативно-технического пособия «Проектирование сейсмостойких зданий. Часть: Высотные здания»// В сб. Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. Труды института. Вып.23 (33). Алматы: АО «КазНИИССА», 2021.- С. 230–255.
- 10 Жунусов Т.Ж. Землетрясение и сейсмостойкое строительство – Алматы: ТОО «Изд-во LEM», 2008. – С. 76.
- 11 Т. Abakanov, A. Abakanov. Elastic, inelastic and resonance phenomena in buildings and constructions during strong earthquakes. –Kazakhstan: Institute of Seismology Ministry of Education and Science of the Republic Kazakhstan. 2013. – P. 175.
- 12 Ашимбаев М.У. Абаканов Т., Зиновьев В.Н., Ибраев Р.Б. Поведение сооружений зернохранилищ и производственных зданий при землетрясении

19(20) марта 1984 г. Расположенных в Бухарской области// Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство. – М.: ВНИИС Госстроя СССР, сер. 14, вып.9, 1984. –С. 28–31.

13 Абаканов Т. Прогноз состояния инженерных сетей и коммуникаций при землетрясениях (Республиканский опыт). – Алма-Ата: КазЦНТИС Госархстроя РК, сер. Общие вопросы строительства, организация и технология стр. пр-ва, вып.5, 1992. – С. 5.

14 Ашимбаев М.У. Абаканов Т., Зиновьев В.Н., Намм А.С. Повреждение конструкций зданий и сооружений комбината хлебопродуктов в Кайракуме при землетрясении// Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство. – М.: ВНИИС Госстроя СССР, сер. 14, вып.7, 1986. – С.14-21.

15 Iqra Kousar, Md. Mahbub Alam. Review of wind and earthquake vibrations of skyscrapers // Journal of Building Engineering. – 2025. – DOI: 10.1016/j.jobe.2025.114440.

16 Абаканов Т. Сейсмостойкость объектов при землетрясениях различной интенсивности (Республиканский опыт). – Алма-Ата: КазЦНТИС Госархстроя РК, сер. Вопросы экономики, управления и планирования, вып.5, 1992. – С. 6.

17 Абаканов Т. К расчету сейсмической реакции многоэтажных каркасных зданий с выключающимися вертикальными диафрагмами жесткости//Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций. –Алма-Ата: Казахстан, 1990. –С.61-67.

18 Ашимбаев М.У., Абаканов Т., Зиновьев В.Н, Таникин К.Н. Повреждение зданий и сооружений в г. Кайракуме Таджикской ССР при землетрясении в 1985 г. – Алма-Ата: КазЦНТИС Госстроя КазССР, сер. Промышленное строительство, вып.7, 1986. – С. 25.

19 Бегалиев У.Т., Абдыкалыков Д.Б., Абдыганы уулу Э., Кенешбек уулу Т. Натурные динамические испытания 3-этажного здания со стенами комплексной конструкции // Наука и инновационные технологии. – 2022. – № 1 (22). – С. 3–14.

20 Бегалиев У.Т., Абдыкалыков А.З., Абдыкалыков Д.Б. Экспериментальные испытания динамических воздействий на узловые сопряжения трехэтажного здания из ЛСТК // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – Москва, 2024. – Вып. 05. – С. 17–35. – DOI: 10.37153/2618-9283.

21 Абаканов Т. Метод выбора оптимальных параметров зданий железобетонным каркасом и выключающимися диафрагмами при неполной сейсмологической информации //Расчет и проектирование зданий для сейсмоопасных районов. – М.: Наука, 1988.- С.93-100.

22 MH El Ouni et al. Review of Vibration Control Strategies of High Rise Buildings // Sensors. – 2022. – Vol. 22. – № 21. – Article 8581. – DOI: 10.3390/s22218581.

23 Симон Ю.А. Исследование работы конструкций крупнопанельных зданий на больших железобетонных моделях панелей // Работа конструкций

жилых зданий из крупноразмерных элементов: сб. науч. тр. – Вып. 2. – М.: Стройиздат, 1966.

24 Барков Ю.В., Гельфанд Л.И. Исследование прочности и деформативности многоэтажных панельных зданий на крупномасштабных моделях / «Строительная механика и расчет сооружений», 1968, №4.

25 Шапиро Г.А., Симон Ю.А., Ашкинадзе Г.Н. и др. Испытание жилых зданий различных конструктивных систем с помощью вибрационной машины / Сб. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов». Вып.3. Стройиздат, 1971.

26 Жунусов Т.Ж., Ашимбаев М.У., Амиржанов Р.К., Буцацкий Е.Г., Ротгауз Б.А. Динамические испытания высотной гостиницы на 1000 мест // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. науч. тр. – Вып. 9 (19). – Алма-Ата: Казахстан, 1977.

27 Жунусов Т.Ж., Парамзин А.М., Коноводченко В.И., Чечелев В.В., Осьминин В.П. Экспериментальные исследования сейсмостойкости зданий повышенной этажности // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. науч. тр. – Вып. 3–4 (13–14). – Алма-Ата: Казахстан, 1970.

28 Шапиро Г.А. Вибрационные испытания зданий. М., 1972.

29 Жунусов Т.Ж., Парамзин А.М., Коноводченко В.И., Турсумуратов М.Т. Исследование колебаний натуральных сейсмостойких многоэтажных железобетонных каркасов // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. науч. тр. – Вып. 3–4 (13–14). – Алма-Ата: Казахстан, 1970.

30 Жунусов Т.Ж., Ашимбаев М.У. Влияние навесных панелей стенового ограждения на динамические характеристики и сейсмостойкость одноэтажных зданий // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. науч. тр. – Вып. 3–4. – Алма-Ата: Казахстан, 1970.

31 Жунусов Т.Ж., Ашимбаев М.У., Буцацкий Е.Г., Жусупбеков Б. Вибрационные испытания 5-этажного экспериментального крупнопанельного жилого дома серии С-69 // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. науч. тр. – Вып. 9 (19). – Алма-Ата: Казахстан, 1977.

32 Жунусов Т.Ж., Ашимбаев М.У., Бейсенов О.М., Каламкаров С.М., Ротгауз Б.А. Вибрационные испытания 12-этажного жилого дома с ядром жесткости // Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических зонах: материалы Всесоюзного совещания. – Кишинев, 1978.

33 Aznaw G.M. Advances in Seismic Design for High-Rise Buildings: A Systematic Review of New Techniques and Materials // American Journal of Civil Engineering. – 2025. – DOI: 10.11648/j.ajce.20251302.13.

34 Корчинский И.Л. Колебания высотных зданий // Научные сообщения ЦНИИПС. – Вып. 11. – М.: Государственное издательство по строительству и архитектуре, 1953. – 44 с.

35 Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость высотных зданий и сооружений. – Киев, 2015. – 584 с.

- 36 Yerzhanov S.E., Lapin V.A., Aldakhov Y.S. Monitoring the changes of dynamic characteristics of a high-rise building // *Journal of Physics: Conference Series*. – 2019. – Vol. 1425. – Art. 012008. – DOI: 10.1088/1742-6596/1425/1/012008.
- 37 Shehzad A., Xiu-Xin W., Akbar M., Siddiqui N.A., Yosri A.M., Alzara M., Kashif M., Zaghloul Y. A systematic review on seismic resilience in high-rise structures to enhance outrigger systems // *Structures*. – 2025. – Vol. 82. – Art. 110753. – DOI: 10.1016/j.istruc.2025.110753.
- 38 Жунусов Т.Ж. Колебания зданий при мощных взрывах в Медео // *Колебания зданий при взрывах и землетрясениях*. – Алма-Ата: Казахстан, 1972. – С. 3–122.
- 39 Поляков С.В., Немчинов Ю.И. Периоды и формы собственных колебаний 10-этажного крупнопанельного здания с каркасным первым этажом // *Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. науч. тр.* – Алма-Ата: Казахстан, 1967. – Вып. 1 (9). – С. 40–56.
- 40 Выпрямкин Ю.Ф., Жунусов Т.Ж. Колебания грунта при пятибалльном землетрясении в Алма-Ате // *Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. науч. тр.* – Алма-Ата: Казахстан, 1970. – Вып. 3–4 (13–14). – С. 253–260.
- 41 Anderson A.W., Blume J.A., Degenkolb H.J., Hammill H.B., Knapik E.M., Marchand H.L., Powes H.C., Rinne J.E., Sedwick G.A., Sjoberg H.O. Lateral Forces of Earthquake and Wind // *Trans. ASCE*. – 1952. – Vol. 117. – P. 716–754; 755–780.
- 42 Luft R.W. Comparisons Among Earthquake Codes // *EERI*. – 1989. – P. 5, 769–789.
- 43 Gluck J., Groper M., Polner E., Spira E. Method of Determining the Main Characteristics of Behavior of Structures in Earthquakes Including Natural Period Measurement. – 1975.
- 44 Algamati M., Al-Sakkaf A., Bagchi A. Energy Dissipation Technologies in Seismic Retrofitting: A Review // *CivilEng*. – 2025. – Vol. 6. – No. 2. – Art. 23. – DOI: 10.3390/civileng6020023.
- 45 Wood S. Performance of Reinforced Concrete Buildings During Earthquakes // *Earthquake Spectra*. – 1991. – Vol. 7. – P. 607–638.
- 46 Bard P., Afra H., Argoul P. Dynamic Behavior of Buildings: Experimental Results from Strong Motion Data // *Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. – 1992. – P. 441–478.
- 47 Harle S.M., Sagane S., Zanzan N., Bhadauria P.K.S., Nistane H.P. Advancing seismic resilience: Focus on building design techniques // *Structures*. – 2024. – Vol. 66. – Art. 106432. – DOI: 10.1016/j.istruc.2024.106432.
- 48 Titirla M.D. A State-of-the-Art Review of Passive Energy Dissipation Systems in Steel Braces // *Buildings*. – 2023. – Vol. 13. – No. 4. – Art. 851. – DOI: 10.3390/buildings13040851.
- 49 Кавасума Х., Канаи. Колебания реальных зданий с малыми амплитудами // *Международная конференция по сейсмостойкому строительству в Сан-Франциско: сб. статей*. – М.: Госстройиздат, 1961.

- 50 Ашимбаев М.У., Ицков И.Е. Современные подходы к проектированию сейсмостойких зданий повышенной этажности // РГП «КазНИИССА». – Алматы. http://archive.nbu.gov.ua/portal/natural/Budkon/2010_73/Ashimb.pdf.
- 51 Hudson D.E. Resonance testing actual building // Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of ASCE. – 1964. – Vol. 90, No. EM3.
- 52 Черепинский Ю.Д. Экспериментальное исследование, расчетно-теоретический анализ и внедрение в строительство сейсмоизолирующих конструктивных систем КФ: автореф. дис. докт. – Новосибирск, 1998. – С. 46.
- 53 Жунусов Т.Ж., Выпрямкин Ю.А. Результаты инструментальных наблюдений за колебаниями грунта и зданий в г. Алма-Ате при сильном землетрясении 25 марта 1978 года // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. науч. тр. – Алма-Ата: Казахстан, 1978. – С. 206–223.
- 54 Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследования и основы проектирования (совместное издание СССР–Греция) / под ред. Г.Н. Ашкинадзе, М.Е. Соколова; при участии Ф. Тассиоса. – М.: Стройиздат, 1988. – 504 с. – ISBN 5-274-00214-5.
- 55 Fout D.A., Jennings P.S. A Study of the Apparent Change in the Foundation Response of a Nine-Story Reinforced Concrete Building // Bulletin of the Seismological Society of America. – 1978. – Vol. 68, No. 1. – P. 219–229.
- 56 Мусиенко В.Л., Бобрышев П.Н. Натурные колебания многоэтажных каркасных зданий с ленточным крупнопанельным ограждением // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. науч. тр. – Алма-Ата: Казахстан, 1968. – Вып. 1 (9). – С. 35–45.
- 57 Sun L., Bai Y., Lai Z. Shaking table test on seismic performance of a large-span high-rise building // Scientific Reports. – 2024. – Vol. 14. – Art. 6580. – DOI: 10.1038/s41598-024-57068-0.
- 58 Хачиян Э.Е., Погосян О.К., Хачиян А.М., Аюнц В.А. Записи колебаний грунта и зданий в Ереване при землетрясениях // Сейсмостойкое строительство. – М.: ВНИИС Госстроя СССР, сер. 14, вып. 2, 1979. – С. 22–26.
- 59 Газлийские землетрясения 1976 г. Инженерный анализ последствий. – М.: Наука, 1982. – 196 с.
- 60 Ашкинадзе Г.Н., Мартынов Л.Д. Исследования сборно-монолитных сейсмостойких зданий на натурном фрагменте // Монолитное строительство. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1982. – С. 3–23.
- 61 Giagopoulos D., Chatziparasidis I., Sapidis N.S. Dynamic and structural integrity analysis of a complete elevator system through a Mixed Computational-Experimental Finite Element Methodology // Engineering Structures. – 2018. – Vol. 160. – P. 473–487. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.01.018.
- 62 Турсумуратов М.Г. Соотношение частот высших форм колебаний многоэтажных железобетонных зданий // Сейсмостойкое строительство. – М.: ВНИИС Госстроя СССР, сер. 16, вып. 7, 1978. – С. 18–23.

63 Борджес Дж. Ф., Равара А. Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов / пер. с англ. Л.Ш. Климиника. – М.: Стройиздат, 1978. – 136 с.

64 Ашимбаев М.У., Ицков И.Е. Проблемы обеспечения надежности зданий повышенной этажности, возводимых в сейсмических районах // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2005. – № 4. – С. 50–53.

65 Dong Y., Tian H., Zhang M., Wei L. Long-term monitoring of dynamic characteristics of high-rise and super high-rise buildings using strong motion records // *Advances in Mechanical Engineering*. – 2021. – Vol. 13. – № 12. – DOI: 10.1177/16878140211067279.

66 Michel C., Guéguen P., El Arem S., Mazars J., Kotronis P. Full-scale dynamic response of an RC building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling // *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. – 2010. – Vol. 39. – P. 419–441. – DOI: 10.1002/eqe.948..

67 Ni Y.Q., Xia Y., Liao W.Y., Ko J.M. Technology Innovation in Developing the Structural Health Monitoring System for Guangzhou New TV Tower // *Structural Control and Health Monitoring*. – 2009. – Vol. 16. – № 1. – P. 73–98. – DOI: 10.1002/stc.293.

68 Al-Janabi M.A.Q., Al-Jeznawi D., Yang T.Y., Bernardo L.F.A., Andrade J.M.d.A. Enhancing Structural Resilience for Sustainable Infrastructure: A Global Review of Seismic Isolation and Energy Dissipation Practices // *Sustainability*. – 2025. – Vol. 17. – № 16. – Art. 7314. – DOI: 10.3390/su17167314.

69 Pandian A.V.P., Arunachalam K.P., Bahrami A., Romero L.M.B., Awoyera P.O. Unsymmetricity effects on seismic performance of multi-story buildings // *Discover Applied Sciences*. – 2024. – Vol. 6. – Art. 476. – DOI: 10.1007/s42452-024-06099-3.

70 Jing G., Clifton G.C., Roy K., Lim J.B.P. Performance of a novel slider device in multi-storey cold-formed steel modular buildings under seismic loading // *Structures*. – 2020. – Vol. 27. – P. 212–246. – DOI: 10.1016/j.istruc.2020.05.051.

71 Konno K., Toyoda M. Change in Dynamic Characteristics of Base-Isolated Buildings with Irregular Shape Based on Long-Term Vibration Records // *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*. – 2023. – Vol. 23. – № 6. – P. 19–42. – DOI: 10.5610/jaee.23.6_19.

72 Bedon C., Amadio C. Enhancement of the seismic performance of multi-storey buildings by means of dissipative glazing curtain walls // *Engineering Structures*. – 2017. – Vol. 152. – P. 320–334. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.09.028.

73 Габова В.В., Петров В.Ю., Бармин П.А. Методика расчета сооружений на максимальное расчетное землетрясение в программном комплексе ЛИРА-САПР 2019 // *Инженерный вестник Дона*. – 2019. – № 7.

74 Mohamed H., Elyamany G., Khalil E. Seismic Pounding Between Adjacent Buildings: A Review // *Academic Platform Journal of Natural Hazards and Disaster Management*. – 2021. – Vol. 2. – № 1. – P. 16–28. – DOI: 10.52114/apjhad.937206.

75 Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R. Seismic design criteria for Chevron CBFs: European vs North American codes (part 1) // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2017. – № 135. – P. 83–96.

76 Mottier P., Tremblay R., Rogers C. Seismic behaviour of multi-storey gravity-controlled rocking braced-frame buildings including floor vertical response // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2021. – Vol. 182. – Art. 106665. – DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.106665.

77 Mohsenian V., Gharaei-Moghaddam N., Hajirasouliha I. An innovative variable target time method for probabilistic-based seismic performance assessment of multi-storey buildings // *Journal of Building Engineering*. – 2022. – Vol. 52. – Art. 104378. – DOI: 10.1016/j.jobe.2022.104378.

78 Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings. – Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2008.

79 Pampanin S. Reality-Check and Renewed Challenges in Earthquake Engineering: Implementing Low-Damage Structural Systems – from Theory to Practice // *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. – Lisbon, Portugal, 2012.

80 Manual for the Seismic Design of Steel and Concrete Buildings to Eurocode 8. – 2010.

81 Booth E., Lubkowski Z. Creating a vision for the future of Eurocode 8 // *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. – Lisbon, Portugal, 2012.

82 Ono M., Kanazawa K., Iino N., Sato H., Kitamura H., Nagae T. Seismic Damage Detection of a High-Rise Steel Building in Full-Scale Shaking Table Tests // *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*. – 2011. – Vol. 76. – № 662. – P. 775–783. – DOI: 10.3130/aijs.76.775.

83 Safarzadeh M., Heidarinejad G., Pasdarshahri H. The effect of vertical and horizontal air curtain on smoke and heat control in the multi-storey building // *Journal of Building Engineering*. – 2021. – Vol. 40. – Art. 102347. – DOI: 10.1016/j.jobe.2021.102347.

84 Demirci C., Málaga-Chuquitaype C., Macorini L. Seismic shear and acceleration demands in multi-storey cross-laminated timber buildings // *Engineering Structures*. – 2019. – Vol. 198. – Art. 109467. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109467.

85 Kant R., Al Agha W., Almorad W.A., Thakur M.S., Umamaheswari N. Study on seismic performance of reinforced concrete multi-storey building considering soil-structure interaction effect // *Materials Today: Proceedings*. – 2022. – Vol. 56. – Part 4. – P. 2158–2166. – DOI: 10.1016/j.matpr.2021.11.475.

86 Ching F.D.K., Onouye B., Zuberbuhler D. *Building Structures Illustrated: Patterns, Systems, and Design*. – Hoboken: Wiley, 2014. – 353 p.

87 Sarkisian M. *Designing Tall Buildings: Structure as Architecture*. – London: Taylor & Francis Ltd, 2011. – 224 p.

88 Gunel M.H., Ilgin H.E. *Tall Buildings: Structural Systems and Aerodynamic Form*. – New York: Routledge, 2014. – 214 p.

- 89 Wood A., Tsang W.M., Safarik D. (Eds.). Ping An Finance Center: In Detail. Addendum to the Proceedings of the CTBUH 2014 Shanghai Conference, China, 16–19 September 2014. – Chicago: Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2014. – 159 p.
- 90 Щукина М.Н. Современное высотное строительство: монография. – М.: ГУП «ИТЦ Москомархитектуры», 2007. – 440 с.
- 91 Маклакова Т.Г. Высотные здания. Градостроительные и архитектурно-конструктивные проблемы проектирования. – М.: Издательство АСВ, 2008. – 160 с.
- 92 Российская архитектурно-строительная энциклопедия. Строительство высотных зданий и сооружений. – М.: ОАО «ВНИИТПИ», 2010. – 543 с.
- 93 Shimizu T., Kuwa M., Ohta Y., Kawamata T., Tokuno M. High-Rise Building with Core Walls and Seismic Isolation Systems: The Toda Building // Structural Engineering International. – 2025. – Vol. 35. – № 1. – P. 65–70. – DOI: 10.1080/10168664.2024.2421314.
- 94 Исаков А.И. Высотное строительство в России // Синергия наук. – 2016. – № 6. – С. 442–458.
- 95 СНиП II-7–81. Строительство в сейсмических районах. – М.: ФГУП ЦПП, 2007. – 44 с.
- 96 СП РК 2.03-30-2006. Строительство в сейсмических районах. – Астана, 2013.
- 97 СП РК 2.03-30-2017*. Строительство в сейсмических зонах (с изм. от 05.06.2019).
- 98 Seo J., Hu J.W., Davaajamts B. Seismic Performance Evaluation of Multistory Reinforced Concrete Moment Resisting Frame Structure with Shear Walls // Sustainability. 2015. Vol. 7(10). P. 14287–14308. DOI: 10.3390/su71014287.
- 99 Отчет о научно-исследовательской работе «Вибрационные испытания многоэтажного жилого здания каркасно-стеновой конструктивной системы» / РГП «КазНИИСА». – Алматы, 2007.
- 100 Отчет о научно-исследовательской работе «Вибрационные испытания многоэтажного жилого здания каркасно-стеновой конструктивной системы. Жилой комплекс «Столичный центр»» / РГП «КазНИИСА». – Алматы.
- 101 Корчинский И.Л. Расчет строительных конструкций на вибрационную нагрузку. – М.: Стройиздат, 1948.
- 102 СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М., 1988. – 79 с.
- 103 ДБН В.1.1-12:2014. Строительство в сейсмических районах Украины. – Киев: ГП «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций» (НИИСК), 2014.
- 104 СНиП КМК 2.01.03-19 «Строительство в сейсмических районах Республики Узбекистан», Ташкент, 2019.
- 105 СНиП Республики Таджикистан (РТ) 22-07-2018 «Сейсмостойкое строительство», Душанбе 2019.

106 СН КР 20–02:2024*. Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. Кыргызская Республика», Бишкек 2024.

107 Межгосударственный стандарт ГОСТ 22690–2015 «Бетоны. Определение прочности бетона механическими методами неразрушающего контроля» (введен 2017-03-27), г. Москва, 2016 г.

108 СТ РК ИСО 6892-1-2010 «Материалы металлические. Испытания на растяжение. Часть 1. Испытание при комнатной температуре». Комитет технического регулирования и метрологии Министерства индустрии и новых технологий Республики Казахстан (Госстандарт), Астана.

109 Научно-технический отчет «Определение неустановленных параметров расчетных воздействий, комбинаций нагрузок и материалов на основании сопоставимых результатов расчетов девятиэтажных жилых домов. Часть 1. Для условий города Астаны» / АО «КазНИИСА». – Астана, 2012.

110 НТП РК 08–01.3–2021 «Проектирование сейсмостойких зданий. Часть. Здания из монолитного железобетона» к СП РК EN 1998–1:2004/2012, Нұр Сұлтан, 2022.

111 Отчет о научно-исследовательской работе «Вибрационные испытания многоэтажного жилого здания стеновой конструктивной системы. Жилой комплекс «Мегатауэрс»» / РГП «КазНИИСА». – Алматы.

112 СП РК EN 1990:2002+A1:2025 «Основы проектирования несущих конструкций» / Астана, Комитет по делам строительства и Комитет по делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2016. – С. 109.

113 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1. Общие правила и правила для зданий»/Астана, Комитет по делам строительства и Комитет по делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2015. – С. 222.

114 Национальное приложение НП к СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1. Общие правила и правила для зданий»/Астана, Комитет по делам строительства Комитет по делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2015. – С. 11.

115 СП РК EN 1997–1:2004/2011 «Геотехническое проектирование. Часть 1–1. Общие правила» /Астана, Комитет по делам строительства и Комитет по делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2015. – С. 120.

116 СП РК EN 1991-1-3:2003/2017 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1–3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки»/Астана, Комитет по делам строительства и Комитет по делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2015. – С. 222.

117 Национальное приложение НП к СП РК EN 1991-1-3:2003/2017 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1–3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки»/Астана, Комитет по делам строительства и Комитет по

делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2015. – С. 12.

118 СП РК EN 1991-1-4:2005/2017 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1–4. Общие воздействия. Ветровые воздействия» /Астана, Комитет по делам строительства и Комитет по делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2015. – С. 120.

119 Национальное приложение НП к СП РК EN 1991-1-4:2005/2017 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1–4. Общие воздействия. Ветровые воздействия» /Астана, Комитет по делам строительства и Комитет по делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2015. – С. 8.

120 СП РК EN 1993-1-1:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий» /Астана, Комитет по делам строительства и Комитет по делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2015. – С. 180.

121 Национальное приложение НП к СП РК EN 1993-1-1:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий» /Астана, Комитет по делам строительства и Комитет по делам строительства и ЖКХ и УЗР Министерства национальной экономики РК, 2015. – С. 10.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Название работы: Экспериментальные исследования работы монолитного 35-этажного жилого высотного здания, расположенного в г. Алматы.

Проверка несущей способности несущих элементов железобетонного монолитного высотного 35-этажного здания.

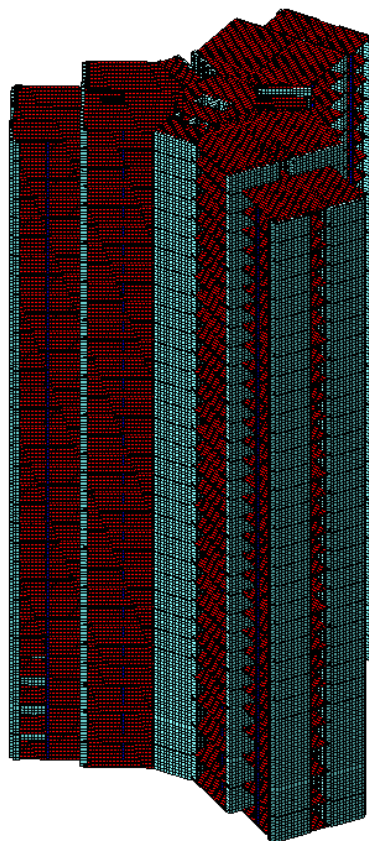


Рисунок А.1 – Общий вид расчетной схемы

Содержание расчетов:

1. Пояснения к расчетам.
 2. Протокол расчета.
 3. Собственные значения, частоты, периоды колебаний
1. Пояснения к расчетам

Объемно-планировочные и конструктивные решения 35-этажного высотного здания

По рабочему проекту рассматриваемое жилое здание 35-этажное имеет Y – образную форму в плане и отделено от примыкающих объектов антисейсмическими швами. Проектная высота здания от подошвы фундамента до верха здания (без учета шпиля) 134,12м.

Кровля плоская, с внутренним водостоком.

В конструктивном отношении изучаемый объект представляет собой пространственную каркасно-стенную систему.

Подвальные и 29 надземных этажей здания выполнены в железобетонных конструкциях, а 6 этажей купольной части в стальных конструкциях.

Толщина основных железобетонных стен рассматриваемого здания принята переменной по высоте – от 700...600мм в уровнях нижних этажей до 300мм в уровнях верхних этажей. При горизонтальных воздействиях совместная работа железобетонных стен обеспечивается горизонтальными дисками перекрытий.

Перекрытия здания выполнены монолитными железобетонными и имеют толщину 20см. Фундаментная плита имеет толщину 350см, а в местах расположения прямиков для лифтов – 400см. Проектная прочность бетона фундаментной плиты приняты В25, стен (кроме стен подвала лифтовых шахт) и колонн: до отм. 13,02м – В45, от отм. 13,02 до 25,62 – В40, от отм. 25,62 до отм. 60,25 – В30, выше – В25. Стены подвала, лифтовых шахт и плиты перекрытий предусмотрены из бетона В25.

Перегородки в здании были выполнены из пустотных блоков полусухого прессования, изготовленных по технологии «Besser», а большая часть ограждающих наружных стен представлена витражами.

Для оценки сейсмостойкости высотного здания были выполнены поверочные расчеты несущей способности каркаса на действие основных и особых сочетаний нагрузок с учетом сейсмических воздействий, определенных в соответствии с требованиями норм СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах» (Значения параметров, используемых в расчётах, были приняты в ходе согласования с авторами проекта).

Расчеты выполнены с учетом сейсмичности площадки строительства 9 баллов и I (первый) тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам.

Поверочные расчеты выполнены с использованием программного комплекса «Лира-САПР 2024(R2x64)» (лицензия № 1475, ID ключа 715420202) в соответствии с требованиями СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах» [96].

При расчете прочностные характеристики бетона элементов железобетонных конструкций, нагрузки от собственного веса и нагрузки на покрытия конструкций были приняты по результатам обследования.

При расчетах здания на действие основных и особых сочетаний нагрузок с учетом сейсмических воздействий были приняты следующие загрузки:

При расчете здания были приняты следующие нагрузки и воздействия:

- 1- постоянная нагрузка (собственный вес конструкций);
- 2- постоянная нагрузка (вес пола);
- 3- постоянная нагрузка (вес покрытия);
- 4- временная полезная;
- 5- кратковременная (снеговая);

6- сейсмическая нагрузка (нагрузка от сейсмического воздействия в поперечном направлении здания);

7- сейсмическая нагрузка (нагрузка от сейсмического воздействия в продольном направлении здания).

Поверочные расчеты показали, что несущей способности основных несущих конструкций здания достаточно для восприятия сейсмических нагрузок, определенных в соответствии с нормами СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах».

2. Протокол расчета

Дата: 01.04.2025

FESolver.exe 2024.2.0.0 26.03.2024 23:03

GenuineIntel Intel(R) Core(TM) i5-9500 CPU @ 3.00GHz 6 cores 6 threads
6(1572864) L2 cache

Microsoft Windows 10 Professional RUS 64-bit. Build 19045

Размер доступной физической памяти = 10866413056

11:55 Чтение исходных данных из файла C:\Users\Public\Documents\LIRA SAPR\LIRA SAPR 2024\Data\расчет 35 этаж 20 02 2025.txt

11:55 Контроль исходных данных основной схемы

Количество узлов = 288965 (из них количество не удаленных = 288944)

Количество элементов = 293875 (из них количество не удаленных = 293875)

11:55 Разделение линейных загрузок на блоки

Линейные загрузки разделены на 1 блока

ОСНОВНАЯ СХЕМА

11:55 Оптимизация порядка неизвестных

РАСЧЕТ БЛОКА ЗАГРУЖЕНИЙ №№ 1–7

Количество неизвестных = 1443731

РАСЧЕТ НА СТАТИЧЕСКИЕ ЗАГРУЖЕНИЯ

11:56 Формирование матрицы жесткости

11:56 Формирование векторов нагрузок

11:56 Разложение матрицы жесткости

11:59 Вычисление неизвестных

11:59 Контроль решения

РАСЧЕТ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ЗАГРУЖЕНИЯ

11:59 Формирование матрицы масс для динамического нагружения №6

11:59 Формирование матрицы масс для динамического нагружения №7

Вычисление собственных колебаний для динамических загрузок №№6 7

Суммарные массы: $m_X=7249.33$ $m_Y=7249.33$ $m_Z=7249.33$ $m_{UX}=0$
 $m_{UY}=0$ $m_{UZ}=0$ $m_W=0$

11:59 Контроль пригодности схемы для вычисления собственных колебаний при таком приложении масс. Контроль осуществляется путем приложения масс как статических нагрузок

11:59 Вычисление собственных колебаний
 Необходимая для итераций часть матрицы поместилась в оперативную память

12:00 Итерация №1
 12:00 Итерация №2
 Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)
 12:00 Итерация №3
 Найдено форм 3 (из них 3 в заданном диапазоне)
 12:00 Итерация №4
 Найдено форм 6 (из них 6 в заданном диапазоне)
 12:00 Итерация №5
 Найдено форм 6 (из них 6 в заданном диапазоне)
 12:01 Итерация №6
 Найдено форм 6 (из них 6 в заданном диапазоне)
 12:01 Итерация №7
 Найдено форм 9 (из них 9 в заданном диапазоне)
 12:01 Итерация №8
 Найдено форм 11 (из них 11 в заданном диапазоне)
 12:01 Итерация №9
 Найдено форм 12 (из них 12 в заданном диапазоне)
 12:02 Формирование векторов динамических нагрузок
 12:02 Вычисление неизвестных
 Формирование результатов
 12:02 Формирование топологии
 12:02 Формирование перемещений
 12:02 Вычисление и формирование усилий в элементах
 12:03 Вычисление и формирование реакций в элементах
 12:04 Вычисление и формирование эпюр усилий в стержнях
 12:04 Вычисление и формирование эпюр прогибов в стержнях
 12:04 Формирование форм колебаний
 Суммарные узловые нагрузки на основную схему:
 Загружение 1 $PX=-1.31839e-016$ $PY=3.29597e-017$ $PZ=53649.9$ $PUX=-0.0221748$ $PUY=-0.199285$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 2 $PX=0$ $PY=0$ $PZ=11225$ $PUX=-0.0108858$ $PUY=-0.0978309$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 3 $PX=0$ $PY=0$ $PZ=2702.31$ $PUX=-0.00262065$ $PUY=-0.0235519$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 4 $PX=0$ $PY=0$ $PZ=14662.7$ $PUX=-0.0133169$ $PUY=-0.126792$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 5 $PX=0$ $PY=0$ $PZ=84.4176$ $PUX=-0.000332622$ $PUY=-0.00101362$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 6 - 2 $PX=-7517.8$ $PY=866.916$ $PZ=0.319792$ $PUX=0$ $PUY=0$ $PUZ=0$ $PW=0$

Загружение 6 - 3 PX=-4157.07 PY=-257.454 PZ=-1.95755 PUX=0
PUY=0 PUZ=0 PW=0

Загружение 6 - 5 PX=-4627.84 PY=-122.016 PZ=-0.994539 PUX=0
PUY=0 PUZ=0 PW=0

Загружение 6 - 6 PX=-3943.36 PY=-184.943 PZ=6.54058 PUX=0 PUY=0
PUZ=0 PW=0

Загружение 6 - 8 PX=-1738.68 PY=-127.691 PZ=36.9095 PUX=0 PUY=0
PUZ=0 PW=0

Загружение 6 - 9 PX=-1149.39 PY=-47.2822 PZ=-394.218 PUX=0
PUY=0 PUZ=0 PW=0

Загружение 7 - 1 PX=-604.559 PY=-11159.6 PZ=10.5911 PUX=0 PUY=0
PUZ=0 PW=0

Загружение 7 - 4 PX=295.127 PY=-8261.82 PZ=-19.1361 PUX=0 PUY=0
PUZ=0 PW=0

Загружение 7 - 7 PX=165.975 PY=-2876.54 PZ=17.9373 PUX=0 PUY=0
PUZ=0 PW=0

Расчет успешно завершен

Затраченное время = 9 мин.

2. Собственные значения, частоты, периоды колебаний 35-этажного высотного здания

Таблица А.1 – Собственные значения, частоты, периоды колебаний, загрузки 6 (мод. 43)

№	СОБСТВ. ЗНАЧЕНИЯ	ЧАСТОТЫ		ПЕРИОДЫ С	КОЭФФИЦИЕНТ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ	МОДАЛЬНАЯ МАССА В%	
		РАД/С	ГЦ				
1	21.744713	4.663123	0.742535	1.376737	0.089944	0.191512	0.191512
2	22.760038	4.770748	0.759673	1.316355	2.105668	42.968332	43.159843
3	26.453251	5.143272	0.818992	1.221013	1.307448	22.039019	65.198863
4	343.267479	18.527479	2.950236	0.338956	0.028902	0.021961	65.220823
5	379.051579	19.469247	3.100199	0.322560	1.004235	9.640141	74.860965
6	442.544522	21.036742	3.349800	0.298525	-0.781417	8.214317	83.075282
7	1744.774709	41.770500	6.651354	0.150345	-0.027858	0.019949	83.095231
8	2013.313463	44.869962	7.144898	0.139960	-0.522618	3.621815	86.717046
9	2348.010571	48.456275	7.715967	0.129601	-0.408447	2.394279	89.111324
10	2349.593322	48.472604	7.718567	0.129558	-0.050348	0.012603	89.123927
11	2469.789848	49.696980	7.913532	0.126366	-0.050855	0.007986	89.131912
12	2487.303290	49.872871	7.941540	0.125920	-0.171106	0.099925	89.231837

Таблица А.2 – Собственные значения, частоты, периоды колебаний, загрузки
7 (мод. 43)

№	СОБСТВ. ЗНАЧЕНИЯ	ЧАСТОТЫ		ПЕРИО ДЫ	КОЭФФИ ЦИЕНТ РАСПРЕ ДЕЛЕНИ Я	МОДАЛЬНАЯ МАССА В%	
		РАД/С	ГЦ	С			
1	21.744713	4.663123	0.742535	1.376737	1.660284	65.255343	65.255343
2	22.760038	4.770748	0.759673	1.316355	-0.242815	0.571374	65.826717
3	26.453251	5.143272	0.818992	1.221013	0.080972	0.084531	65.911248
4	343.267479	18.527479	2.950236	0.338956	-0.809093	17.210022	83.121270
5	379.051579	19.469247	3.100199	0.322560	0.026477	0.006701	83.127972
6	442.544522	21.036742	3.349800	0.298525	-0.036648	0.018068	83.146040
7	1744.774709	41.770500	6.651354	0.150345	0.482813	5.992054	89.138094
8	2013.313463	44.869962	7.144898	0.139960	-0.038382	0.019535	89.157629
9	2348.010571	48.456275	7.715967	0.129601	-0.016802	0.004052	89.161680
10	2349.593322	48.472604	7.718567	0.129558	0.000550	0.000002	89.161682
11	2469.789848	49.696980	7.913532	0.126366	0.035931	0.003986	89.165668
12	2487.303290	49.872871	7.941540	0.125920	-0.013295	0.000603	89.166271

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Название работы: Экспериментальные исследования работы монолитного 22-этажного жилого высотного здания, расположенного в г. Алматы

Проверка несущей способности (для сравнительного анализа) несущих элементов железобетонного монолитного рассматриваемого высотного здания, выполненная в соответствии с положениями СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах» по программе «Ли́ра-САПР 2024(R2x64)» (лицензия № 1475, ID ключа 715420202).

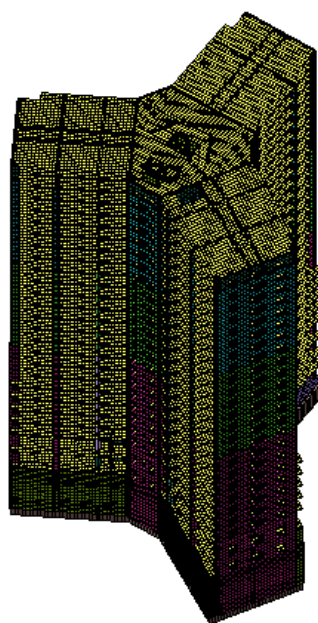


Рисунок Б.1 – Общий вид расчетной схемы

Содержание расчетов:

1. Пояснения к расчетам.
2. Сбор нагрузок.
3. Расчетная схема.
4. Протокол расчета.
5. Собственные значения, частоты, периоды колебаний
6. Армирование колонн и стен

1. Пояснения к расчетам

Объемно-планировочные и конструктивные решения здания

По рабочему проекту рассматриваемое жилое здание 22-этажное с 4-уровневым заглубленным этажом, имеет квадратную Y – образную форму в плане и отделено от примыкающих объектов антисейсмическими швами.

Проектная высота здания от верха фундаментной плиты до верха монолитной покрытий составляет около 93,25 м.

Кровля плоская, с внутренним водостоком.

Высота нижнего заглубленного этажа (-4 этаж) от уровня пола до верха перекрытия составляет 3,10 м.

Высота нижнего заглубленного этажа (-3 этаж) от уровня пола до верха перекрытия составляет 4,65 м.

Высота нижнего заглубленного этажа (-2 этаж) от уровня пола до верха перекрытия составляет 3,45 м.

Высота нижнего заглубленного этажа (-1 этаж) от уровня пола до верха перекрытия составляет 4,50 м.

В конструктивном отношении изучаемый объект представляет собой пространственную каркасно-стеновую систему.

Для оценки сейсмостойкости высотного здания были выполнены поверочные расчеты несущей способности каркаса на действие основных и особых сочетаний нагрузок с учетом сейсмических воздействий, определенных в соответствии с требованиями норм СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах» (Значения параметров, используемых в расчётах, были приняты в ходе согласования с авторами проекта).

Расчеты выполнены с учетом сейсмичности площадки строительства 9 баллов и I (первый) тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам.

Поверочные расчеты выполнены с использованием программного комплекса «Лира-САПР 2024(R2x64)» (лицензия № 1475, ID ключа 715420202) в соответствии с требованиями СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах» [96].

При расчете прочностные характеристики бетона элементов железобетонных конструкций, нагрузки от собственного веса и нагрузки на покрытия конструкций были приняты по результатам обследования.

При расчетах здания на действие основных и особых сочетаний нагрузок с учетом сейсмических воздействий были приняты следующие загрузки:

При расчете здания были приняты следующие нагрузки и воздействия:

1- постоянная нагрузка (собственный вес конструкций);

2- постоянная нагрузка (вес пола);

3- постоянная нагрузка (вес покрытия);

4- временная нагрузка (вес перегородки);

5- временная полезная;

6- кратковременная (снеговая);

7- сейсмическая нагрузка (нагрузка от сейсмического воздействия в поперечном направлении здания);

8- сейсмическая нагрузка (нагрузка от сейсмического воздействия в продольном направлении здания);

9- сейсмическая нагрузка (нагрузка от сейсмического воздействия в вертикальном направлении здания).

Поверочные расчеты показали, что несущей способности основных несущих конструкций здания достаточно для восприятия сейсмических

нагрузок, определенных в соответствии с нормами СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах».

Таблица Б.1 – Сбор нагрузок

№	Наименование нагрузки	Ед. изм.	Нормативная	Коэф. γ_f	Расчетная
	1. Постоянная нагрузка (собственный вес конструкций)				
	2. Постоянная нагрузка (вес конструкций пола в тамбурах, санузлах, кухнях и туалетах)				
1	Керамическая плитка $t=0,01$ м, $\gamma=2200$ кг/м ³	т/м ²	0.022	1.1	0.024
2	Цементно-песчаный раствор $t=0,1$ м, $\gamma=1800$ кг/м ³	т/м ²	0.18	1.2	0.216
3	Утеплитель (керамзитовый гравий) $t=0,05$ м, $\gamma=400$ кг/м ³	т/м ²	0.02	1.3	0.026
	Итого:	т/м²	0.222		0.266
	2. Постоянная нагрузка (вес конструкций пола в холле, гостиных, спальнях, коридорах и кладовых)				
1	Линолеум $t=0,005$ м, $\gamma=800$ кг/м ³	т/м ²	0.004	1.3	0.0052
2	Цементно-песчаный раствор $t=0,1$ м, $\gamma=1800$ кг/м ³	т/м ²	0.18	1.2	0.216
3	Утеплитель (керамзитовый гравий) $t=0,05$ м, $\gamma=400$ кг/м ³	т/м ²	0.02	1.3	0.026
	Итого:	т/м²	0.204		0.25
	2. Постоянная нагрузка (вес конструкций пола на террасах и балконах)				
1	Керамическая плитка $t=0,01$ м, $\gamma=2200$ кг/м ³	т/м ²	0.022	1.1	0.024
2	Цементно-песчаный раствор $t=0,1$ м, $\gamma=1800$ кг/м ³	т/м ²	0.18	1.2	0.216
3	Утеплитель (керамзитовый гравий) $t=0,05$ м, $\gamma=400$ кг/м ³	т/м ²	0.02	1.3	0.026
	Итого:	т/м²	0.222		0.266
	3. Постоянная нагрузка (вес конструкций покрытия)				
1	Гидроизоляционный слой $t=0,03$ м, $\gamma=900$ кг/м ³	т/м ²	0.027	1.3	0.035
2	Цементно-песчаный раствор $t=0,05$ м, $\gamma=1800$ кг/м ³	т/м ²	0.09	1.2	0.108
	Керамзитовый гравий $t=0,15$ м, $\gamma=400$ кг/м ³	т/м ²	0.06	1.3	0.078
3	Утеплитель $t=0,15$ м, $\gamma=35$ кг/м ³	т/м ²	0.0053	1.3	0.007
4	Конструкции подвесного потолка системы «Кнауф» $\gamma=40$ кг/м ²	т/м ²	0.04	1.3	0.052
	Итого:	т/м²	0.222		0.28
	4. Временная нагрузка (вес внутренних перегородок)	т/м²	0.05	1.3	0.065

Продолжение таблицы Б.1

	5. Временная нагрузка (полезная)				
1	Квартиры жилых зданий (<i>временная полезная, пониженное значение</i>)	т/м ²	0.03	1.3	0.039
2	Квартиры жилых зданий (<i>кратковременная полезная, оставшаяся часть</i>)	т/м ²	0.12	1.3	0.156
3	Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (<i>временная полезная, пониженное значение</i>)	т/м ²	0.1	1.2	0.12
4	Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (<i>кратковременная полезная, оставшаяся часть</i>)	т/м ²	0.2	1.2	0.24
5	Балконы (лоджии) (<i>временная полезная, пониженное значение</i>)	т/м ²	0.07	1.2	0.084
6	Балконы (лоджии) (<i>кратковременная полезная, оставшаяся часть</i>)	т/м ²	0.13	1.2	0.156
	6. Кратковременная нагрузка (Снег)	т/м ²			0.120
	7. Сейсмическая нагрузка (горизонтальные нагрузки в поперечном направлении)				
	8. Сейсмическая нагрузка (горизонтальные нагрузки в продольном направлении)				
	9. Сейсмическая нагрузка (вертикальные нагрузки)				

Расчетная схема

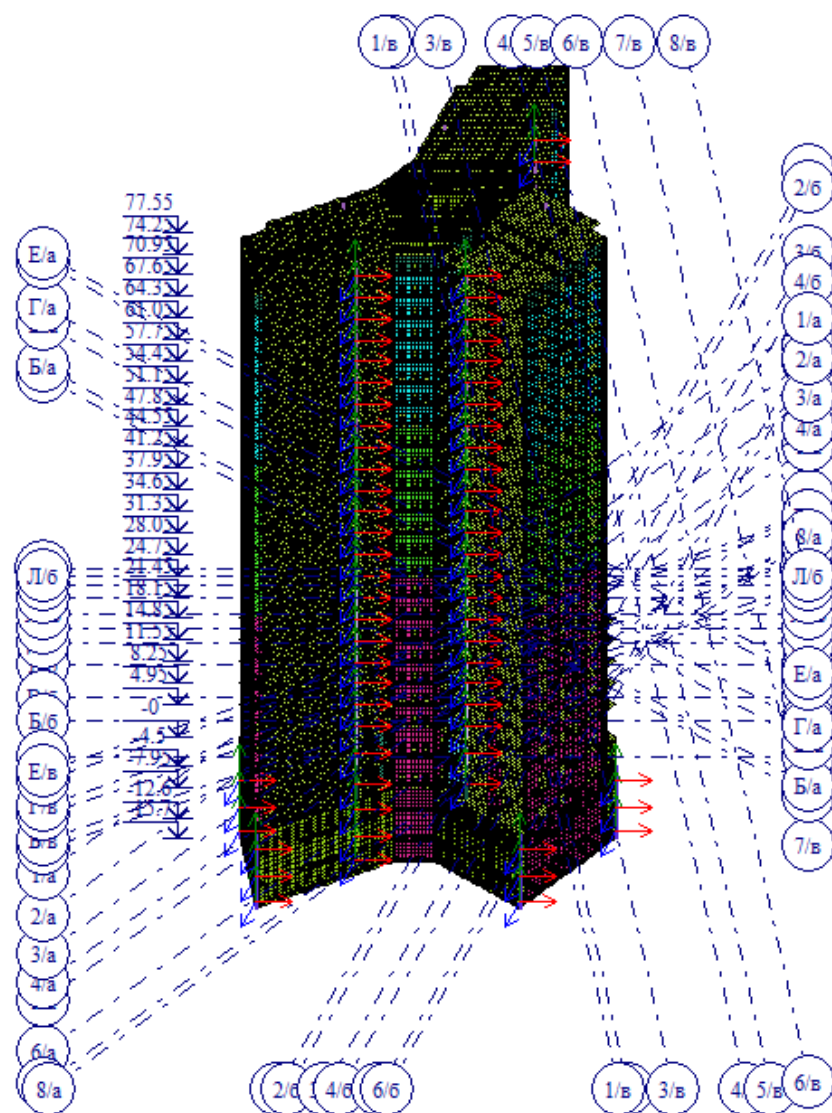


Рисунок Б.2 – Расчетная схема

Протокол расчета

Протокол расчета

Дата: 13.12.2024

FESolver.exe 2024.2.0.0 26.03.2024 23:03

GenuineIntel Intel(R) Core(TM) i5-9500 CPU @ 3.00GHz 6 cores 6 threads
6(1572864) L2 cache

Microsoft Windows 10 Professional RUS 64-bit. Build 19045

Размер доступной физической памяти = 6710935040

11:45 Чтение исходных данных из файла C:\Users\Public\Documents\LIRA
SAPR\LIRA SAPR 2024\Data\Расчет ЛИРА по СНИП РК (1).txt

11:45 Контроль исходных данных основной схемы

Количество узлов = 228236 (из них количество неудаленных = 184758)

Количество элементов = 233083 (из них количество неудаленных = 188725)

11:45 Разделение линейных загрузок на блоки

Линейные загрузки разделены на 1 блока

ОСНОВНАЯ СХЕМА

11:45 Оптимизация порядка неизвестных

РАСЧЕТ БЛОКА ЗАГРУЖЕНИЙ №№ 1 2 4–9

Количество неизвестных = 921239

РАСЧЕТ НА СТАТИЧЕСКИЕ ЗАГРУЖЕНИЯ

11:46 Формирование матрицы жесткости

11:46 Формирование векторов нагрузок

11:46 Разложение матрицы жесткости

11:48 Вычисление неизвестных

11:48 Контроль решения

РАСЧЕТ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ЗАГРУЖЕНИЯ

11:48 Формирование матрицы масс для динамического нагружения №7

11:48 Формирование матрицы масс для динамического нагружения №8

11:48 Формирование матрицы масс для динамического нагружения №9

Вычисление собственных колебаний для динамических загрузок №№7 9

Суммарные массы: $mX=7220.13$ $mY=7220.13$ $mZ=7220.13$ $mUX=0$ $mUY=0$
 $mUZ=0$ $mW=0$

11:48 Контроль пригодности схемы для вычисления собственных колебаний при таком приложении масс. Контроль осуществляется путем приложения масс как статических нагрузок

11:48 Вычисление собственных колебаний

Необходимая для итераций часть матрицы поместилась в оперативную память

После каждой итерации выводится информация о загрузках со специфическими критериями остановки итерационного процесса (достижение нужного к-ва суммарных модальных масс, предельной частоты, и т.д.). Информация выводится в следующем формате:

1. Для однокомпонентных сейсмических загрузжений - ($N_{\text{с}}$, SumM), где $N_{\text{с}}$ - номер загрузжения, SumM - суммарная модальная масса для направления воздействия

2. Для трехкомпонентных сейсмических загрузжений - ($N_{\text{с}}$, SumM1 , SumM2 , SumM3), где $N_{\text{с}}$ - номер загрузжения, SumM1 - суммарная модальная масса для радиального направления, SumM2 - для тангенциального, SumM3 - для вертикального

3. Для пульсационных загрузжений - ($N_{\text{с}}$ f_{Max} , f_{Lim}), где $N_{\text{с}}$ - номер загрузжения, f_{Max} - максимальная полученная частота, f_{Lim} - предельная частота

11:48 Итерация №1

11:49 Итерация №2

Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)

11:50 Итерация №3

Найдено форм 3 (из них 3 в заданном диапазоне) (7, 66.87 %) (9, 0.00 %)

11:51 Итерация №4

Найдено форм 3 (из них 3 в заданном диапазоне) (7, 66.87 %) (9, 0.00 %)

11:51 Итерация №5

Найдено форм 6 (из них 6 в заданном диапазоне) (7, 82.94 %) (9, 0.01 %)

11:52 Итерация №6

Найдено форм 11 (из них 11 в заданном диапазоне) (7, 83.06 %) (9, 39.98 %)

11:53 Итерация №7

Найдено форм 12 (из них 12 в заданном диапазоне) (7, 83.06 %) (9, 56.53 %)

11:54 Итерация №8

Найдено форм 12 (из них 12 в заданном диапазоне) (7, 83.06 %) (9, 56.53 %)

11:55 Итерация №9

Найдено форм 13 (из них 13 в заданном диапазоне) (7, 83.07 %) (9, 67.00 %)

11:56 Итерация №10

Найдено форм 15 (из них 15 в заданном диапазоне) (7, 84.63 %) (9, 73.73 %)

11:56 Итерация №11

Найдено форм 18 (из них 18 в заданном диапазоне) (7, 87.76 %) (9, 76.06 %)

11:57 Итерация №12

Найдено форм 18 (из них 18 в заданном диапазоне) (7, 87.76 %) (9, 76.06 %)

11:58 Итерация №13

Найдено форм 20 (из них 20 в заданном диапазоне) (7, 87.94 %) (9, 76.37 %)

Вычисление собственных колебаний для динамических загрузений №№8
Суммарные массы: $mX=7227.82$ $mY=7227.82$ $mZ=7227.82$ $mUX=0$
 $mUY=0$ $mUZ=0$ $mW=0$

11:59 Контроль пригодности схемы для вычисления собственных колебаний при таком приложении масс. Контроль осуществляется путем приложения масс как статических нагрузок

11:59 Вычисление собственных колебаний

Необходимая для итераций часть матрицы поместилась в оперативную память

После каждой итерации выводится информация о загрузениях со специфическими критериями остановки итерационного процесса (достижение нужного к-ва суммарных модальных масс, предельной частоты, и т.д.). Информация выводится в следующем формате:

1. Для однокомпонентных сейсмических загрузений - (№, SumM), где № - номер загрузения, SumM - суммарная модальная масса для направления воздействия

2. Для трехкомпонентных сейсмических загрузений - (№, SumM1, SumM2, SumM3), где № - номер загрузения, SumM1 - суммарная модальная масса для радиального направления, SumM2 - для тангенциального, SumM3 - для вертикального

3. Для пульсационных загрузений - (№, fMax, fLim), где № - номер загрузения, fMax - максимальная полученная частота, fLim - предельная частота

11:59 Итерация №1

12:00 Итерация №2

Найдено форм 0 (из них 0 в заданном диапазоне)

12:01 Итерация №3

Найдено форм 3 (из них 3 в заданном диапазоне) (8, 66.06 %)

12:02 Итерация №4

Найдено форм 3 (из них 3 в заданном диапазоне) (8, 66.06 %)

12:02 Итерация №5

Найдено форм 6 (из них 6 в заданном диапазоне) (8, 82.37 %)

12:03 Итерация №6

Найдено форм 11 (из них 11 в заданном диапазоне) (8, 82.43 %)

12:04 Итерация №7

Найдено форм 12 (из них 12 в заданном диапазоне) (8, 82.43 %)

12:05 Итерация №8

Найдено форм 12 (из них 12 в заданном диапазоне) (8, 82.43 %)

12:06 Итерация №9

Найдено форм 13 (из них 13 в заданном диапазоне) (8, 82.52 %)

12:07 Итерация №10

Найдено форм 15 (из них 15 в заданном диапазоне) (8, 86.43 %)

12:07 Итерация №11

Найдено форм 18 (из них 18 в заданном диапазоне) (8, 88.00 %)
 12:08 Итерация №12
 Найдено форм 18 (из них 18 в заданном диапазоне) (8, 88.00 %)
 12:09 Итерация №13
 Найдено форм 21 (из них 21 в заданном диапазоне) (8, 88.11 %)
 12:10 Формирование векторов динамических нагрузок
 12:10 Вычисление неизвестных
 Формирование результатов
 12:10 Формирование топологии
 12:10 Формирование перемещений
 12:10 Вычисление и формирование усилий в элементах
 12:11 Вычисление и формирование реакций в элементах
 12:12 Вычисление и формирование эпюр усилий в стержнях
 12:12 Вычисление и формирование эпюр прогибов в стержнях
 12:12 Формирование форм колебаний
 Суммарные узловые нагрузки на основную схему:
 Загружение 1 $PX=-1.22185e-018$ $PY=-1.2193e-018$ $PZ=70468.9$ $PUX=-0.311556$ $PUY=-0.24522$ $PUZ=-1.59587e-019$ $PW=0$
 Загружение 2 $PX=0$ $PY=0$ $PZ=9221.92$ $PUX=-0.0851575$ $PUY=-0.0698977$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 4 $PX=0$ $PY=0$ $PZ=2220.09$ $PUX=-0.0205009$ $PUY=-0.0168272$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 5 $PX=0$ $PY=0$ $PZ=12295.9$ $PUX=-0.113543$ $PUY=-0.0931969$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 6 $PX=0$ $PY=0$ $PZ=151.038$ $PUX=-0.00133016$ $PUY=-0.00115057$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 7 - 1 $PX=-1296.35$ $PY=140.03$ $PZ=0.194997$ $PUX=0$ $PUY=0$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 7 - 2 $PX=-1476.6$ $PY=-4939.6$ $PZ=14.542$ $PUX=0$ $PUY=0$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 7 - 3 $PX=-15752.1$ $PY=4900.84$ $PZ=-35.3383$ $PUX=0$ $PUY=0$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 7 - 4 $PX=-993.136$ $PY=-87.878$ $PZ=21.0257$ $PUX=0$ $PUY=0$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 7 - 6 $PX=-6618.64$ $PY=839.86$ $PZ=49.3948$ $PUX=0$ $PUY=0$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 7 - 15 $PX=-737.58$ $PY=-594.225$ $PZ=-826.155$ $PUX=0$ $PUY=0$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 7 - 17 $PX=-1183.31$ $PY=630.954$ $PZ=760.077$ $PUX=0$ $PUY=0$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 8 - 2 $PX=-4927.36$ $PY=-16517.7$ $PZ=48.6466$ $PUX=0$ $PUY=0$ $PUZ=0$ $PW=0$
 Загружение 8 - 3 $PX=4889.04$ $PY=-1518.12$ $PZ=10.9695$ $PUX=0$ $PUY=0$ $PUZ=0$ $PW=0$

Загружение 8 - 5 PX=-762.38 PY=-7691.16 PZ=62.5431 PUX=0 PUY=0
PUZ=0 PW=0

Загружение 8 - 14 PX=93.1528 PY=-1362.65 PZ=1280.64 PUX=0 PUY=0
PUZ=0 PW=0

Загружение 8 - 15 PX=-600.151 PY=-509.611 PZ=-691.313 PUX=0
PUY=0 PUZ=0 PW=0

Загружение 9 - 7 PX=-144.728 PY=88.6489 PZ=-15141.5 PUX=0 PUY=0
PUZ=0 PW=0

Загружение 9 - 12 PX=28.8508 PY=-15.7197 PZ=-6327.95 PUX=0
PUY=0 PUZ=0 PW=0

Загружение 9 - 13 PX=181.004 PY=-451.27 PZ=-4005.52 PUX=0 PUY=0
PUZ=0 PW=0

Загружение 9 - 14 PX=-104.065 PY=1573.68 PZ=-1419.22 PUX=0
PUY=0 PUZ=0 PW=0

Загружение 9 - 15 PX=-1032.69 PY=-831.982 PZ=-1156.71 PUX=0
PUY=0 PUZ=0 PW=0

Загружение 9 - 17 PX=950.096 PY=-506.601 PZ=-610.275 PUX=0
PUY=0 PUZ=0 PW=0

Расчет успешно завершен

Затраченное время = 27 мин

Собственные значения, частоты, периоды колебаний

Таблица Б.2 – Собственные значения, частоты, периоды колебаний, загрузки
7 (мод. 43)

№	СОБСТВ. ЗНАЧЕНИ Я	ЧАСТОТЫ		ПЕРИО ДЫ С	КОЭФФИ ЦИЕНТ РАСПРЕ ДЕЛЕНИ Я	МОДАЛЬНАЯ МАССА В%	
		РАД/С	ГЦ				
1	45.128642	6.717786	1.069711	0.97832	0.760714	5.283167	5.283167
2	55.789150	7.469213	1.189365	0.840785	0.450299	5.412338	10.695504
3	58.947700	7.677741	1.222570	0.817949	1.671143	56.169885	66.865389
4	548.084272	23.411200	3.727898	0.268248	-0.490274	2.077148	68.942537
5	590.067416	24.291303	3.868042	0.258529	0.087012	0.158657	69.101194
6	627.763671	25.055212	3.989684	0.250646	-0.903680	13.842896	82.944090
7	1044.18318 6	32.313823	5.145513	0.194344	0.039881	0.002310	82.946400
8	1143.72623 2	33.819022	5.385195	0.185694	0.312001	0.063302	83.009702
9	1152.68257 2	33.951179	5.406239	0.184971	0.240800	0.024173	83.033874
10	1180.17258 1	34.353640	5.470325	0.182805	-0.127925	0.006241	83.040115
11	1197.57363 1	34.605977	5.510506	0.181472	-0.196796	0.018401	83.058517
12	1435.66699 8	37.890197	6.033471	0.165742	0.007354	0.000220	83.058737
13	1820.13253 9	42.663011	6.793473	0.147200	-0.191472	0.013686	83.072423
14	2052.55462 3	45.305128	7.214192	0.138616	-0.099979	0.012768	83.085190
15	2136.25416 9	46.219630	7.359814	0.135873	1.068638	1.542651	84.627841
16	2234.18443 1	47.267160	7.526618	0.132862	-0.188858	0.100848	84.728689
17	2264.00227 1	47.581533	7.576677	0.131984	2.081865	2.474899	87.203588
18	2360.87750 1	48.588862	7.737080	0.129248	-0.669567	0.552005	87.755593
19	2398.15754 2	48.970987	7.797928	0.128239	-0.130144	0.039075	87.794668
20	2507.53279 4	50.075271	7.973769	0.125411	-0.340342	0.140758	87.935426

Таблица Б.3 – Собственные значения, частоты, периоды колебаний, загрузки
8 (мод. 43)

№	СОБСТВ. ЗНАЧЕНИ Я	ЧАСТОТЫ		ПЕРИО ДЫ	КОЭФФИ ЦИЕНТ РАСПРЕ ДЕЛЕНИ Я	МОДАЛЬНАЯ МАССА В%	
		РАД/С	ГЦ	С			
1	44.973502	6.706229	1.067871	0.978443	-0.081799	0.061176	0.061176
2	55.600093	7.456547	1.187348	0.842213	1.505791	60.582332	60.643507
3	58.751838	7.664975	1.220537	0.819311	-0.518743	5.416637	66.060145
4	546.135440	23.369541	3.721264	0.268726	-0.043350	0.016361	66.076505
5	588.136660	24.251529	3.861708	0.258953	0.873356	16.068954	82.145459
6	625.729600	25.014588	3.983215	0.251054	0.114053	0.221863	82.367323
7	1039.89542 2	32.247410	5.134938	0.194744	-0.025021	0.000876	82.368199
8	1138.50180 3	33.741692	5.372881	0.186120	-0.184806	0.021449	82.389648
9	1147.38664 7	33.873096	5.393805	0.185398	-0.109486	0.004807	82.394455
10	1174.59159 4	34.272315	5.457375	0.183238	0.315953	0.036605	82.431060
11	1191.94744 2	34.524592	5.497546	0.181899	0.010904	0.000054	82.431114
12	1431.46392 1	37.834692	6.024632	0.165985	0.004102	0.000066	82.431181
13	1812.55184 9	42.574075	6.779311	0.147508	-0.523788	0.086506	82.517686
14	2045.39132 3	45.226003	7.201593	0.138858	-1.673204	2.846956	85.364643
15	2128.57092 8	46.136438	7.346567	0.136118	-0.985957	1.064718	86.429361
16	2226.25539 1	47.183211	7.513250	0.133098	-0.411542	0.371035	86.800396
17	2254.34334 8	47.479926	7.560498	0.132266	-1.216916	0.669665	87.470062
18	2348.26063 1	48.458855	7.716378	0.129594	0.773542	0.534382	88.004444
19	2390.59309 4	48.893692	7.785620	0.128442	0.264493	0.095089	88.099533
20	2494.43360 7	49.944305	7.952915	0.125740	-0.004547	0.000005	88.099538

Таблица Б.4 – Собственные значения, частоты, периоды колебаний, загрузки
9 (мод. 43)

№	СОБСТВ. ЗНАЧЕНИ Я	ЧАСТОТЫ		ПЕРИО ДЫ	КОЭФФИ ЦИЕНТ РАСПРЕ ДЕЛЕНИ Я	МОДАЛЬНАЯ МАССА В%	
		РАД/С	ГЦ	С			
1	45.128642	6.717786	1.069711	0.978832	-0.000161	0.000000	0.000000
2	55.789150	7.469213	1.189365	0.840785	-0.006593	0.001160	0.001161
3	58.947700	7.677741	1.222570	0.817949	0.005651	0.000642	0.001803
4	548.084272	23.411200	3.727898	0.268248	0.015276	0.002017	0.003820
5	590.067416	24.291303	3.868042	0.258529	-0.010375	0.002256	0.006075
6	627.763671	25.055212	3.989684	0.250646	0.009595	0.001560	0.007636
7	1044.18318 6	32.313823	5.145513	0.194344	5.226829	39.671709	39.679345
8	1143.72623 2	33.819022	5.385195	0.185694	-0.608566	0.240835	39.920180
9	1152.68257 2	33.951179	5.406239	0.184971	0.175636	0.012860	39.933040
10	1180.17258 1	34.353640	5.470325	0.182805	0.362464	0.050107	39.983147
11	1197.57363 1	34.605977	5.510506	0.181472	-0.017695	0.000149	39.983295
12	1435.66699 8	37.890197	6.033471	0.165742	-2.016259	16.543654	56.526950
13	1820.13253 9	42.663011	6.793473	0.147200	5.296466	10.471949	66.998899
14	2052.55462 3	45.305128	7.214192	0.138616	-1.704360	3.710366	70.709265
15	2136.25416 9	46.219630	7.359814	0.135873	1.496212	3.024075	73.733340
16	2234.18443 1	47.267160	7.526618	0.132862	0.487326	0.671484	74.404824
17	2264.00227 1	47.581533	7.576677	0.131984	-1.671556	1.595491	76.000315
18	2360.87750 1	48.588862	7.737080	0.129248	0.211183	0.054913	76.055228
19	2398.15754 2	48.970987	7.797928	0.128239	-0.286023	0.188735	76.243962
20	2507.53279 4	50.075271	7.973769	0.125411	-0.326168	0.129278	76.373241

Армирование колонны

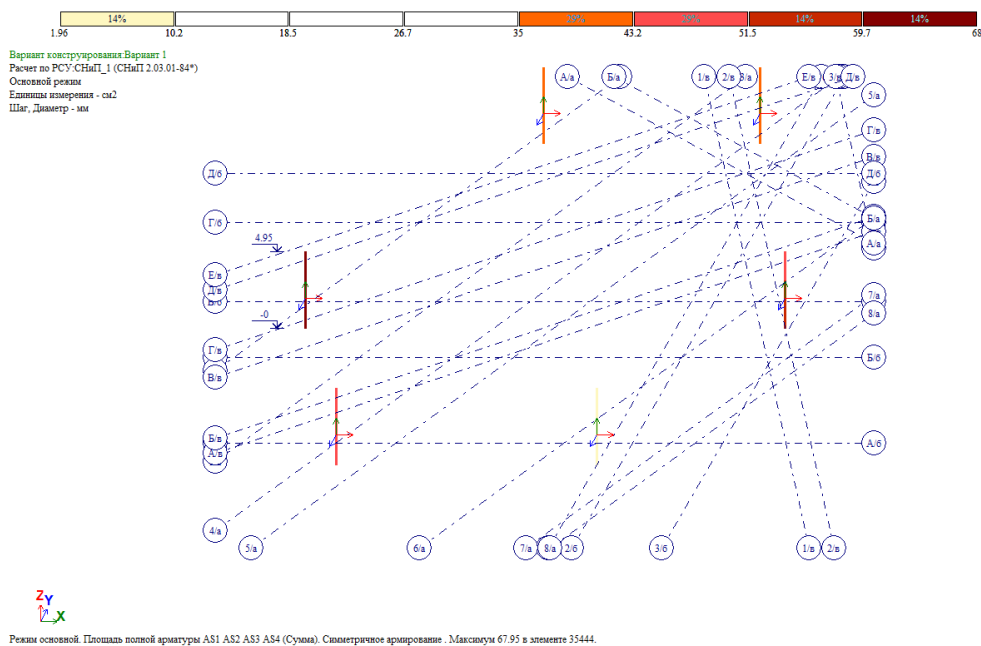


Рисунок Б.3 – Армирование колонны на отм. 0.000м до отм. 4.95 м (Площадь полной арматуры)

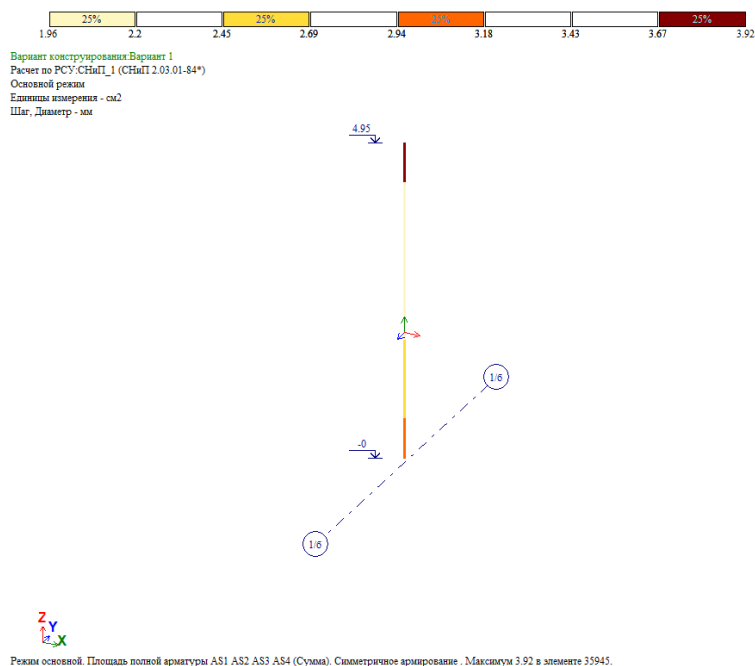
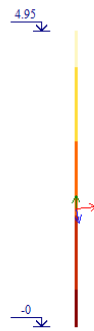
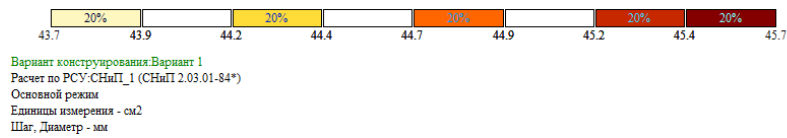
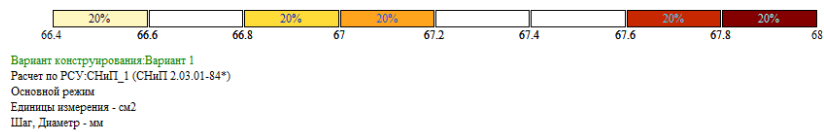


Рисунок Б.4 – Фрагмент колонны по оси 1/б на отм. 0.000 м до отм. 4.95 м (Площадь полной арматуры, стержень 35945)



Режим основной. Площадь полной арматуры AS1 AS2 AS3 AS4 (Сумма). Симметричное армирование. Максимум 45.66 в элементе 35445.

Рисунок Б.5 – Фрагмент колонны по оси 4/а на отм. 0.000м до отм. 4.95 м (площадь полной арматуры стержень 35445)



Режим основной. Площадь полной арматуры AS1 AS2 AS3 AS4 (Сумма). Симметричное армирование. Максимум 67.95 в элементе 35444.

Рисунок Б.6 – Фрагмент колонны по оси Г/в на отм. 0.000м до отм. 4.95 м (площадь полной арматуры, стержень 35444)

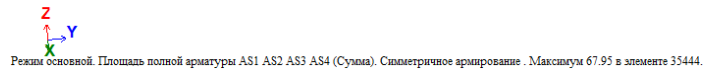
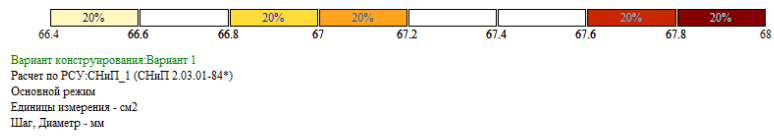


Рисунок Б.7 – Фрагмент колонны по оси 2/а на отм. 0.000м до отм. 4.95 м (площадь полной арматуры, стержень 34814)

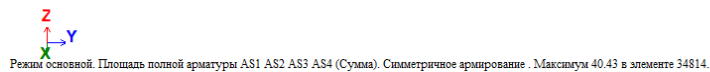
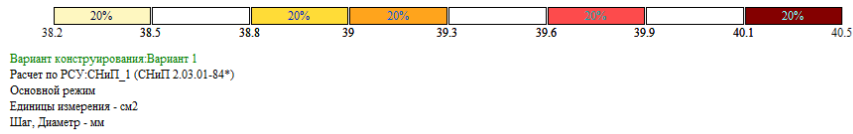


Рисунок Б.8 – Фрагмент колонны по оси 4/а на отм. 0.000м до отм. 4.95 м (площадь полной арматуры, стержень 34813)

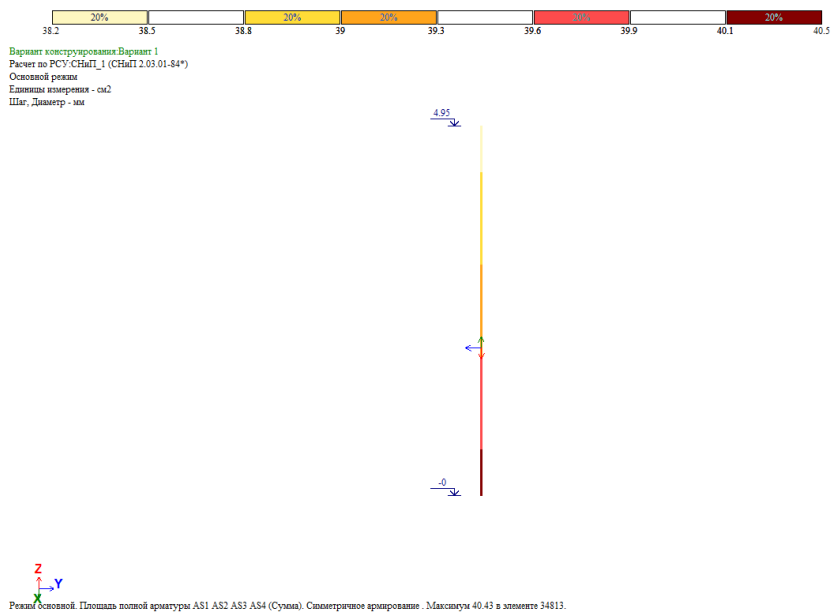


Рисунок Б.9 – Фрагмент колонны по оси 2/в на отм. 0.000м до отм. 4.95 м (площадь полной арматуры, стержень 35944)

Армирование стены

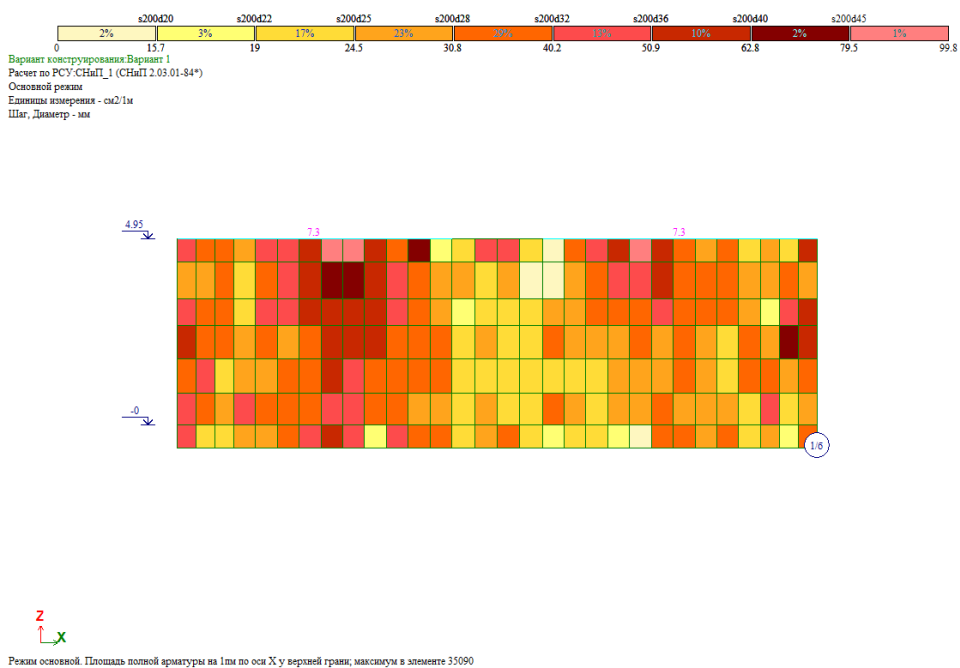
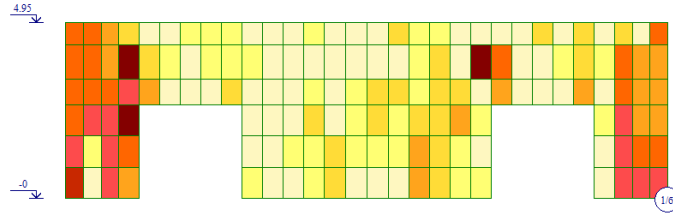
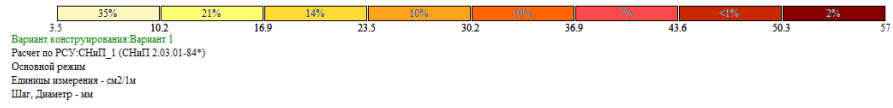


Рисунок Б.10 – Фрагмент армирования стены по оси Г/б на отм. 0.000 м (площадь полной арматуры на 1 п. м.)



z
x

Режим основной. Площадь полной арматуры на 1м по оси X у верхней грани, максимум в элементе 35000

Рисунок Б.11 – Фрагмент армирования стены по оси Ж/б на отм. 0.000 м (площадь полной арматуры на 1 п. м.)

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Проверка несущей способности (для сравнительного анализа) несущих элементов железобетонного монолитного рассматриваемого высотного здания, выполненная в соответствии с положениями НТП к СП РК EN 1998–1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций.

Часть 1: Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий» по программным комплексом «ETABS v23.2.0 Build 4400».

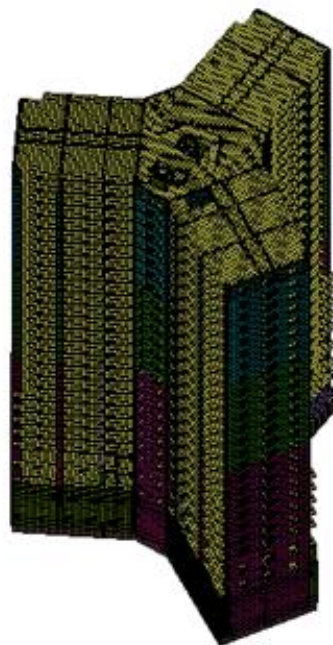


Рисунок В.1 – Общий вид расчетной схемы

Пояснительная записка

К результатам расчета несущих конструкций многоэтажного высотного здания.

По рабочему проекту рассматриваемое жилое здание 22-этажное с 4-уровневым заглубленным этажом, имеет квадратную Y – образную форму в плане и отделено от примыкающих объектов антисейсмическими швами.

Проектная высота здания от верха фундаментной плиты до верха монолитной покрытий составляет около 93,25 м.

Кровля плоская, с внутренним водостоком.

В соответствии с положениями НТП РК 08–01.1–2017, НТП РК 08–01.3–2021 и результатами расчетов, выполненные с программным комплексом ««ETABS v23.2.0 Build 4400»», конструктивно-планировочная схема здания может быть классифицирована как регулярная в плане и регулярная по высоте. Принятая классификация регулярности здания в плане и по высоте основывалась на следующих данных:

а) первая и вторая формы собственных колебаний здания в плане не

являются крутильными относительно вертикальной оси;

Примечание. Первая и вторая формы собственных колебаний здания в плане (нижние формы) являются поступательными в направлениях его главных ортогональных осей.

б) максимальное и среднее значения горизонтальных смещений покрытия по основным тонам собственных колебаний здания различаются между собой не более чем на 10%;

в) перекрытия здания имеют эффективные связи с вертикальными и горизонтальными конструкциями, а расчетные значения горизонтальных перемещений перекрытия в их любых точках, определенные с учетом фактической податливости покрытия в своей плоскости, не превышают более чем на 10% расчетные значений перемещений в этих же точках, определенные в предположения абсолютной жесткости покрытия;

г) отношение длинной стороны L_{max} блоков здания к ортогональной короткой стороне L_{min} не превышает значения 4 ($\lambda = L_{max}/L_{min} \leq 4$). Общие виды расчетной модели блоков 1–7 и их фрагменты показаны в Приложение 1.

д) соблюдаются условия Ж.1 приложения НТП.

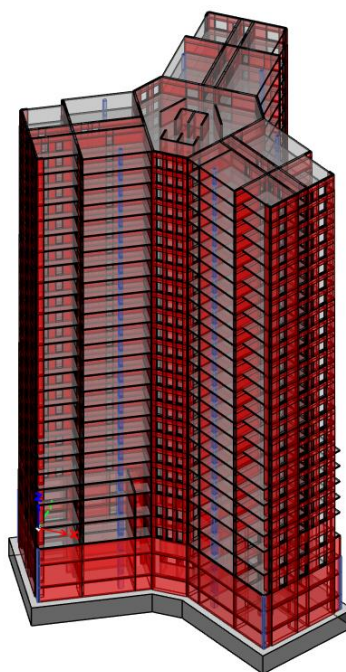


Рисунок В.2 – Общий вид расчетной схемы

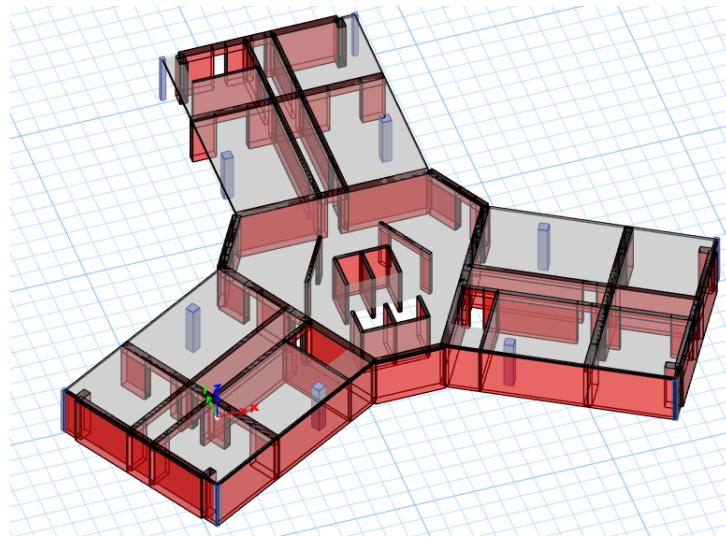


Рисунок В.3 – Схема каркаса подвальных этажей

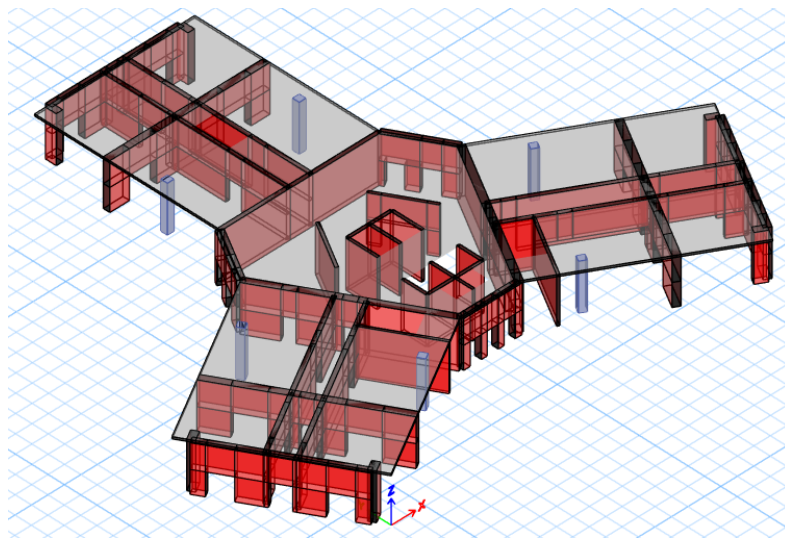


Рисунок В.4 – Схема каркаса надземных этажей

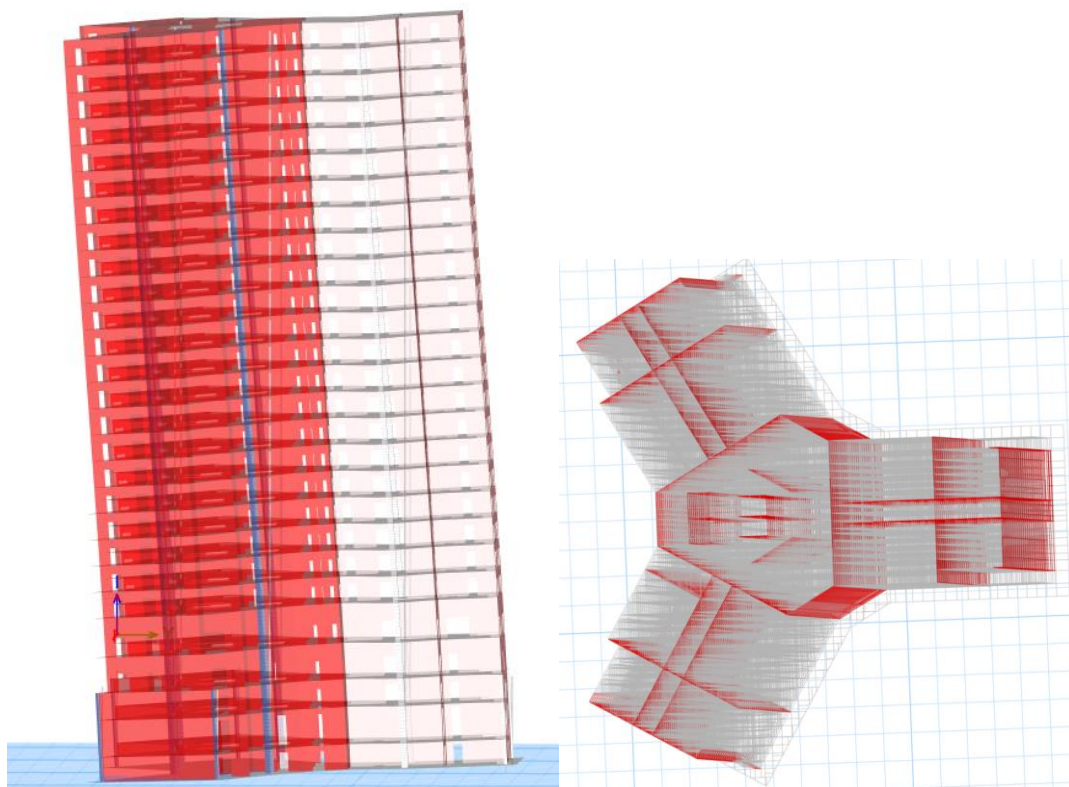


Рисунок В.5 – Первая форма колебаний $T=1,02\text{с}$ (поступательная)

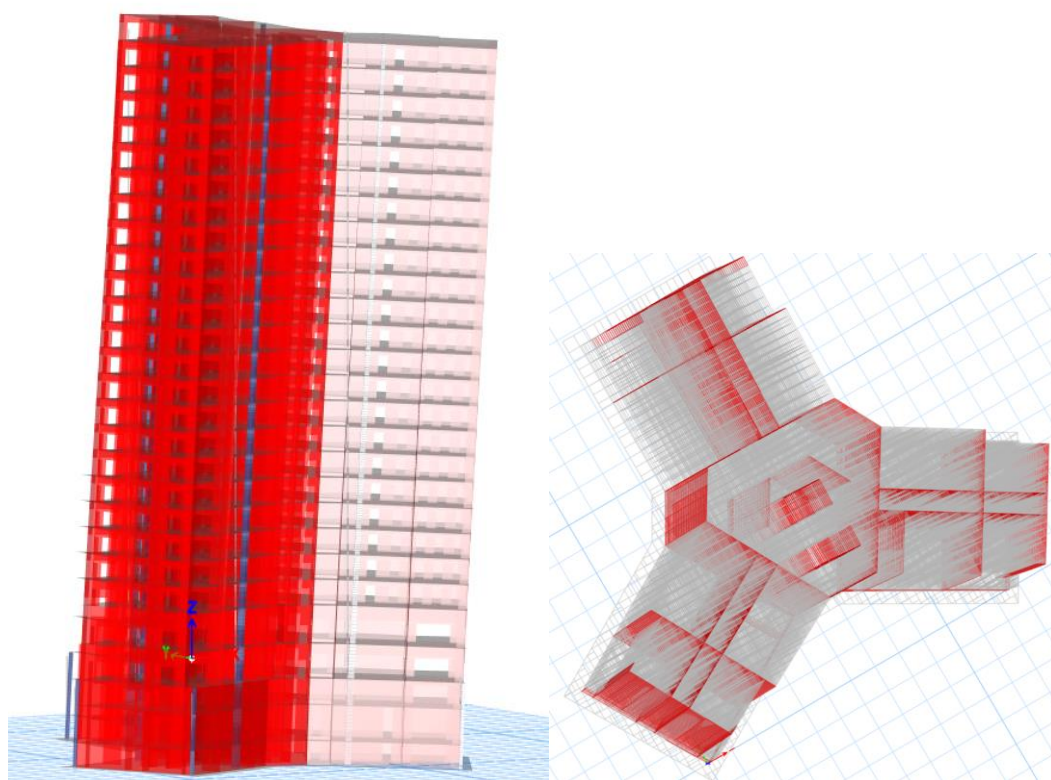


Рисунок В.6 – Вторая форма колебаний $T=1,38\text{с}$ (поступательная)

Таблица В.1– Периоды колебаний

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	1.02	0.01	0.56	0	0.01	0.56	0
Modal	2	1.02	0.55	0.01	0	0.56	0.56	0
Modal	3	0.8	0.01	0	0	0.56	0.56	0
Modal	4	0.25	0	0	0.92	0.56	0.56	0.92
Modal	5	0.24	0.02	0	0	0.58	0.56	0.92
Modal	6	0.23	0	0.13	0	0.58	0.7	0.92
Modal	7	0.21	0.11	0	0	0.69	0.7	0.92
Modal	8	0.17	0	0	0	0.69	0.7	0.92
Modal	9	0.17	0	0	0	0.69	0.7	0.92
Modal	10	0.17	0	0	0	0.69	0.7	0.92
Modal	11	0.17	0	0	0	0.69	0.7	0.92
Modal	12	0.16	0	0	0.02	0.69	0.7	0.94
Modal	13	0.14	0	0	0.01	0.69	0.7	0.95
Modal	14	0.13	0	0	0	0.69	0.7	0.95
Modal	15	0.13	0	0	0	0.69	0.7	0.95
Modal	16	0.12	0	0	0	0.69	0.7	0.95
Modal	17	0.12	0	0	0	0.69	0.7	0.95
Modal	18	0.11	0	0	0	0.7	0.7	0.95
Modal	19	0.11	0	0.01	0	0.7	0.71	0.95
Modal	20	0.11	0	0	0	0.7	0.71	0.95
Modal	21	0.11	0	0	0	0.7	0.71	0.95
Modal	22	0.11	0	0	0	0.7	0.71	0.95
Modal	23	0.11	0	0	0	0.7	0.71	0.95
Modal	24	0.11	0	0.02	0	0.7	0.73	0.96
Modal	25	0.11	0	0	0	0.7	0.73	0.96
Modal	26	0.11	0	0	0	0.7	0.73	0.96
Modal	27	0.1	0	0	0	0.7	0.73	0.96
Modal	28	0.1	0	0	0	0.7	0.73	0.96
Modal	29	0.1	0	0	0	0.7	0.73	0.96
Modal	30	0.1	0	0	0	0.7	0.73	0.96
Modal	31	0.1	0	0	0	0.7	0.73	0.96
Modal	32	0.1	0.01	0	0	0.71	0.73	0.96
Modal	33	0.1	0	0	0	0.71	0.73	0.96
Modal	34	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96

Продолжение таблицы В.1

Modal	35	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	36	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	37	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	38	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	39	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	40	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	41	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	42	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	43	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	44	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	45	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	46	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	47	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	48	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	49	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	50	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96
Modal	51	0.1	0	0	0	0.72	0.73	0.96

Армирование колонны высотного монолитного здания

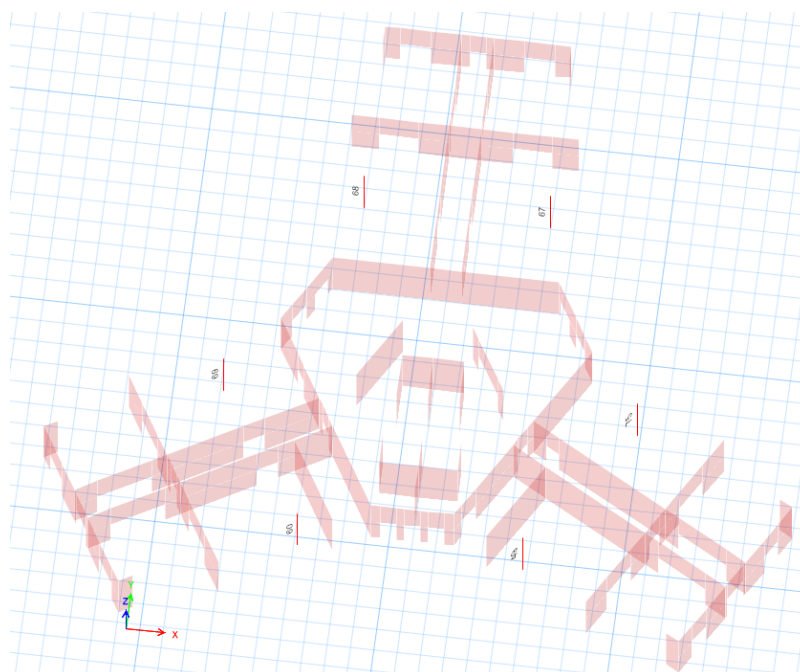


Рисунок В.7 – Армирование колонны на отм. 0.000м до отм. 4.95 м (Площадь полной арматуры)

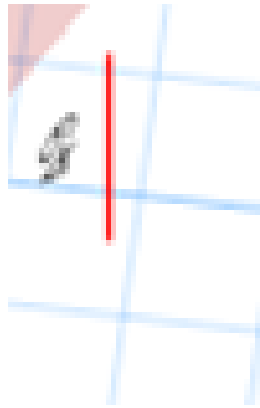


Рисунок В.8 – Фрагмент армирования колонны на отм. 0.000м до отм. 4.95 м по оси 1/б (площадь полной арматуры)

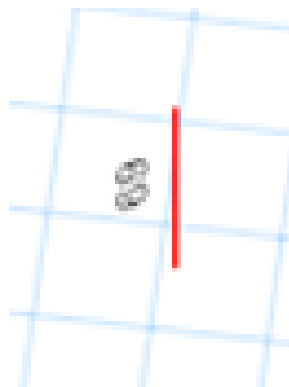


Рисунок В.9 – Фрагмент армирования колонны на отм. 0.000м до отм. 4.95 м по оси 4/а (площадь полной арматуры)

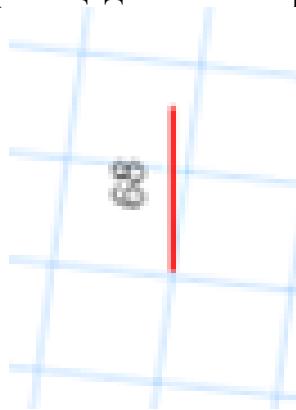


Рисунок В.10 – Фрагмент армирования колонны на отм. 0.000м до отм. 4.95 м по оси Г/в (площадь полной арматуры)

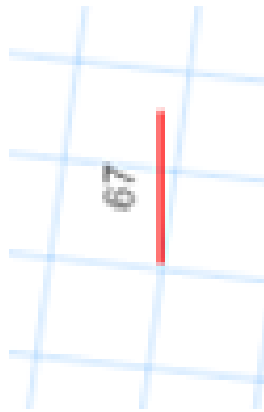


Рисунок В.11 – Фрагмент армирования колонны на отм. 0.000м до отм. 4.95 м по оси 2/а (площадь полной арматуры)

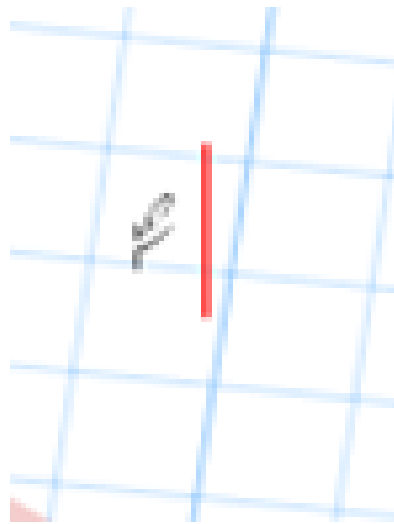


Рисунок В.12 – Фрагмент армирования колонны на отм. 0.000м до отм. 4.95 м по оси 4/а (площадь полной арматуры)

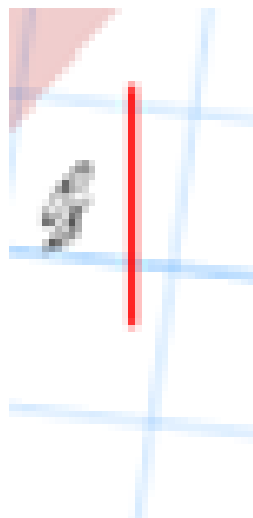


Рисунок В.13 – Фрагменты армирования колонны на отм. 0.000м до отм. 4.95 м по оси 2/в (площадь полной арматуры)

Армирование стен (ДЖМ) высотного монолитного здания

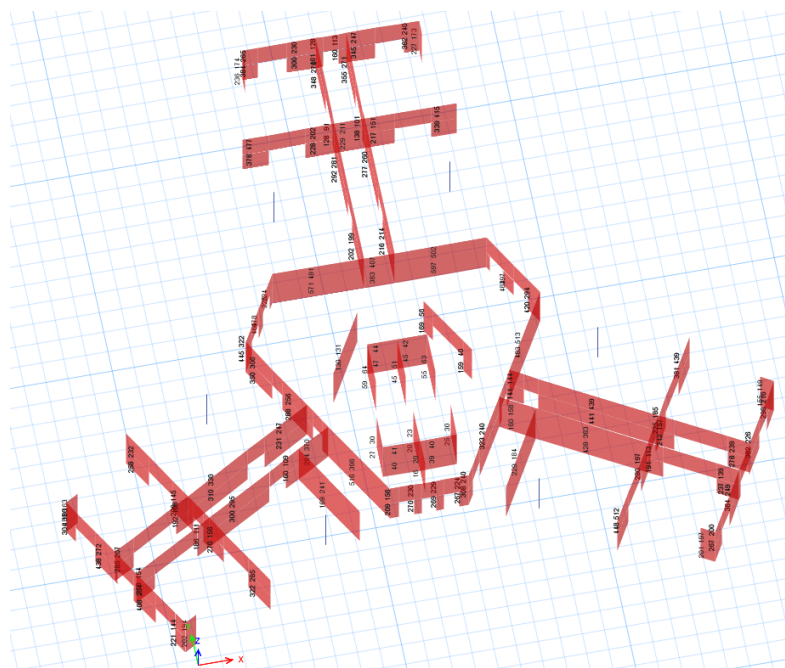


Рисунок В.14 – Фрагмент армирования стены (ДЖМ) на отм. 0.000 м до отм. 4.95 м (площадь полной арматуры)

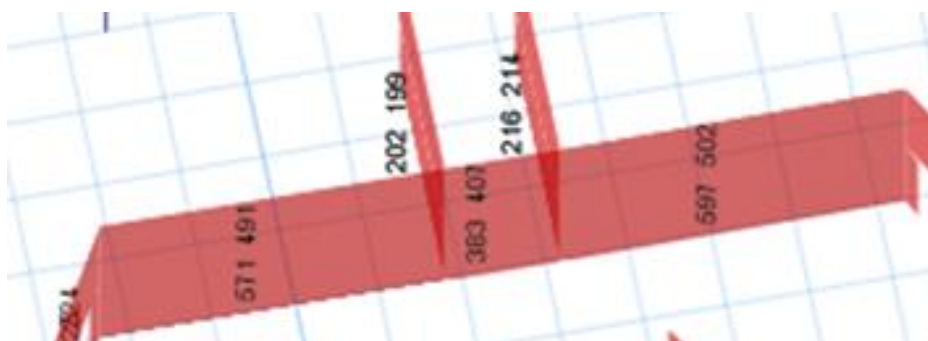


Рисунок В.15 – Фрагмент армирования стены (ДЖМ) на отм. 0.000 м до отм. 4.95 м по оси Г/б (площадь полной арматуры)



Рисунок В. 16 – Фрагмент армирования стены (ДЖМ) на отм. 0.000 м до отм. 4.95 м по оси Ж/б (площадь полной арматуры)

Таблица В.2 – Сравнительный анализ армирования колонн и стен монолитного высотного здания, полученных по результатам расчетов по методикам СНиП РК 2.03–30–20006 и НТП к СП РК EN 1998–1:2004/2012

№	Наименование элементов здания	Площадь полной арматуры A_s , см ²		Превышение в %
		по методике СНиП РК 2.03-30-20006	По методике НТП к СП РК EN 1998–1:2004/2012	
1	Колонна по оси 1/б	39,2	49	20
2	Колонна по оси 4/а	45,7	69	33,7
3	Колонна по оси Г/в	68	68	-
4	Колонна по оси 2/а	67	68	1,5
5	Колонна по оси 4/а	40,5	75	46
6	Колонна по оси 2/в	40,5	49	17,3
7	Стена по оси Г/б	62,8	81	22,4
8	Стена по оси Ж/б	36,9	49,5	25,45