

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
ЮЖНО-УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
(национальный исследовательский университет)
Архитектурно-строительный институт
Кафедра «Строительное производство и теория сооружений»

Работа (проект) проверена

Редактор:

Начальник отдела подготовки ДПТ должность
Чимирхова Е.А. Ф.И.О.
25 06 2018 г.

Допустить к защите

Заведующий кафедрой Пикус Г.А.
25 06 2018 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ
магистра по направлению «Строительство»

Тема: Анализ колебаний пространственного 3-этажного каркаса на действие
сейсмических сил

ЮУрГУ-08.04.01.2018 ПЗ ВКР

Руководитель работы

Доктор технических наук, доцент
Потапов А.Н.

«25» июня 2018 г.

Автор работы

Студент группы АСИ-278
Биленко Е.В.

«25» июня 2018 г.

Антиплагиат 0%, 0% копий.

Доктор технических наук, доцент
Потапов А.Н.

«25» июня 2018 г.

Нормоконтролер

Доктор технических наук, доцент
Потапов А.Н.

«25» июня 2018 г.

Челябинск, 2018

АННОТАЦИЯ

Биленко Е.В. Анализ колебаний пространственного 3-этажного каркаса на действие сейсмических сил – Челябинск: ИОУрГУ, АСИ; 2018, 99 с., 75 ил., 4 табл., библиогр. список – 85 наим., 4 прил.

Целью выпускной квалификационной работы является анализ колебаний пространственного 3-этажного каркаса на действие сейсмических сил с помощью аналитического подхода на основе теории временного анализа.

Расчетная динамическая модель каркаса представляет собой синтез двух моделей. Первая модель – это пространственный каркас, деформирующийся по форме сдвига. В этой модели плита представляет собой абсолютно твердое тело, движущееся в горизонтальной плоскости. Все колебания в этой модели происходят за счет упругой работы колонн. По второй модели плита перекрытия представляется как упругая пластина, совершающая колебания в поперечном (вертикальном) направлении.

Для исследования динамической реакции каркаса при действии сейсмических сил написана программа расчета пространственного каркаса на сейсмическое воздействие в системе MatLab. В результате временного анализа получены осцилограммы кинематических и силовых параметров реакции исследуемой модели здания, вызванные сейсмическими силами, действующими в вертикальной плоскости (вдоль оси Z).

Для оценки корректности полученных результатов определена невязка уравнения движения дискретной диссипативной системы.

					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЭ				
Имя	Логот.	М.документ	Лицензия	Логот.	Анализ колебаний пространственного 3-этажного каркаса на действие сейсмических сил		Лог.	Логот.	Логотип
Зад. каф	Попуг Г.А.		16.06.03		Анализ колебаний пространственного 3-этажного каркаса на действие сейсмических сил	ЮУрГУ Кафедра СПиТС	Лог.	Логот.	Логотип
Рукодобитель	Пополов А.Н.		07.06.17						
Ч. Контр.	Пополов А.Н.		17.06.17						
Исполнитель	Биленко Е.В.		25.06.18				4	99	

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	7
1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА С ПОСТАНОВКОЙ ЗАДАЧ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	11
1.1. Основные теории сейсмостойкости.....	11
1.2. Расчет по акселерограммам	12
1.3. Нормативный метод расчета на сейсмическое воздействие.....	13
1.4. Вероятностные методы решения задач на сейсмостойкость	14
1.5. Динамические методы исследования	14
1.6. Основные положения теории временного анализа.....	15
2. ПОСТРОЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ ДИНАМИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ 3-ЭТАЖНОГО КАРКАСА.....	18
2.1. Собственный вес конструкций	21
2.2. Построение матрицы масс	21
2.2.1. Определение массы первого этажа.....	22
2.2.2. Определение момента инерции первого этажа.....	23
2.2.3. Определение массы второго этажа.....	25
2.2.4. Определение массы третьего этажа.....	26
2.2.5. Определение массы элементарной ячейки.....	27
2.2.6. Структура матрицы масс	27
2.3. Построение матрицы жесткости.....	28
2.4. Построение матрицы демпфирования.....	31
2.5. Формирование вектора нагрузки.....	31
3. ПОСТРОЕНИЕ ПРОГРАММЫ РАСЧЕТА В СИСТЕМЕ MATLAB ..	35

Лист	5
Изм.	
Лист	
№ документ	
Подпись	
Дата	

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

3.1. Алгоритм расчета с использованием метода временного анализа	35
3.2. Результаты расчета.....	38
3.2.1. Осцилограммы перемещений.....	38
3.2.2. Осцилограммы скоростей	43
3.2.3. Осцилограммы ускорений.....	48
3.2.4. Осцилограммы восстанавливающих сил.....	53
3.2.5. Осцилограммы инерционных сил.....	58
3.2.6. Невязка уравнения движения дискретной диссипативной системы.....	63
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	65
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	66

ПРИЛОЖЕНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ А. БЛОК К_z МАТРИЦЫ ЖЕСТКОСТИ.....	75
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. ФРАГМЕНТ ТЕКСТА ПРОГРАММЫ РАСЧЕТА ПРОСТРАНСТВЕННОГО КАРКАСА НА СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ В СИСТЕМЕ MATLAB.....	78
ПРИЛОЖЕНИЕ В. ТЕЗИСЫ, ОПУБЛИКОВАННЫЕ К VII МЕЖДУНАРОДНОМУ СИМПОЗИУМУ «АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ».....	88
ПРИЛОЖЕНИЕ Г. СТАТЬЯ, ОПУБЛИКОВАННАЯ К VII МЕЖДУНАРОДНОМУ СИМПОЗИУМУ «АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ».....	90

Лист	6
Изм.	
Лист:	
№ документ	Подпись
Дата	

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Землетрясения – это колебание поверхности земли, вызванное процессами, происходящими в литосфере. Под угрозой землетрясений находятся обширные территории, многие густонаселенные области и даже целые страны, например, Япония. Наибольшая опасность землетрясений заключается в их неожиданности и неотвратимости. На суше сильные землетрясения вызывают различные геоморфологические процессы, такие как оползни и обвалы в горах, которые, в свою очередь, могут приводить к исчезновению существующих и образованию новых водных объектов, и другим подобным явлениям.

Сейсмические волны вызывают колебательные процессы в грунтах поверхностного слоя земли, на которые опираются фундаменты зданий и сооружений. Перемещения (колебания) грунтов через фундаменты передаются на конструкции зданий в форме некоторого кинематического возбуждения, вызывающего их движение. Значительные перемещения могут вызвать в элементах конструкций зданий и сооружений напряжения, превосходящие динамический предел прочности материала, и, как следствие, проявление пластических деформаций в узлах и элементах. Это может привести к тому, что здание потеряет первоначальную форму, и потребуются значительные затраты на его восстановление. Слишком большие перемещения, возникающие в результате сильных сейсмических воздействий, могут привести к разрушению конструкций и, как следствие, к серьезному экономическому ущербу и даже к гибели людей.

Так как предотвращение возникновения землетрясений невозможно, в настоящее время актуальны исследования поведения зданий и сооружений в сейсмических районах, разработка антисейсмических мероприятий при строительстве, способных уменьшить последствия землетрясений и др. А также получение достоверной информации о напряженно-деформируемом состоянии элементов здания при сейсмическом воздействии.

Лист	7
Имя	Лисса
Номер документа	ASI-278.08.04.01.2018 ПЗ
Подпись	
Дата	

Целью исследования является анализ колебаний пространственного 3-этажного каркаса на действие сейсмических сил с помощью аналитического подхода на основе теории временного анализа. Данный подход основан на исследовании матричного квадратного уравнения, который при общих предпосылках динамической задачи позволяет получить уравнение реакции упругой дискретной диссипативной системы в матричной форме интеграла Дюамеля, имеющей замкнутый вид.

Такая постановка цели предполагает решение следующих **задач исследования:**

1. Построение пространственной расчетной динамической модели 3-этажного каркаса, с достаточной достоверностью, отражающей реальную работу здания под действием сейсмических сил. Предложенная модель позволяет учитывать деформативность основания за счет учета податливости колонн.
2. Определение сейсмических сил на основе акселерограммы ускорений, имеющей три компоненты (горизонтальная радиальная (направление «площадка - очаг землетрясения»), горизонтальная тангенциальная (перпендикулярная к радиальной) и вертикальная).
3. Построение программы расчета пространственного каркаса на сейсмическое воздействие в системе MatLab.
4. Исследование динамической реакции дискретной диссипативной системы при действии сейсмических сил, представленных в виде прямоугольных импульсов.
5. Построение осцилограмм реакции каркаса, анализ результатов, выводы.

Объект исследования – пространственный 3-этажный каркас, представляющий собой дискретную диссипативную систему с 46 степенями свободы.

Предмет исследования - кинематические и силовые параметры реакции каркаса, вызванные сейсмическими силами, действующими в вертикальной плоскости (вдоль оси Z).

Лист	8
Изм.	
Лист	
№ документ	
Подпись	
Дата	

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

Научная новизна исследования заключается в том, что в рамках теории временного анализа получено уравнение реакции упругого 3-этажного каркасного здания, моделируемого дискретной диссипативной системой при действии сейсмических сил, учитывающих изменение сейсмического воздействия на здание во времени, исходя из акселерограммы землетрясения.

Практическая ценность работы и внедрение результатов. Разработанная аналитическая модель расчета позволяет определять реакции системы на сейсмическую нагрузку для 3-этажного каркасного здания. Такая модель дает возможность выполнять количественный и качественный анализ напряженно-деформированного состояния системы при заданном внешнем сейсмическом воздействии. Данный метод позволяет проводить глубокий и многосторонний анализ динамической реакции сложных пространственных объектов; позволяет работать с реальными и синтезированными акселерограммами. Результаты проведенных исследований могут быть рекомендованы проектным организациям при расчете конструкций зданий и сооружений в сейсмическом строительстве.

Методы исследования. При анализе колебаний каркаса был использован метод временного анализа, разработанный для дискретных диссипативных систем, в основе которого лежит исследование характеристического матричного квадратного уравнения.

Достоверность результатов исследования гарантируется использованием в выпускной квалификационной работе основных принципов строительной механики в совокупности с методами высшей математики и матричной алгебры, а также использованием корректной расчетной динамической модели 3-этажного каркаса, с достаточной достоверностью, отражающей реальную работу здания под действием сейсмических сил.

Положения, выносимые на защиту:

- 1) алгоритм временного анализа динамической реакции системы;
- 2) основные принципы выполнения расчета;
- 3) анализ результатов расчета.

Лист	9
Изм.	
Лист	
№ документ	
Подпись	
Дата	

Публикации. По теме диссертации опубликованы тезисы и статья на VII Международном симпозиуме «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений», который будет проходить в г. Новосибирск с 1 по 8 июля 2018 года. Тексты тезисов и статьи представлены в приложении В и Г соответственно.

Структура и объем диссертации. Диссертация изложена на 99 страницах печатного текста, состоит из введения, трех глав, заключения, библиографического списка, включающего 85 источников, и четырех приложений. В работе представлен 75 рисунков и 4 таблицы.

Во введении обоснована актуальность темы диссертации. Приведены основные цели работы, её научная новизна, выносящиеся на защиту положения и основная структура исследования.

В *первой главе* проведен анализ состояния вопроса с постановкой задач исследований. Приведены основные теории сейсмостойкости, расчет по акселерограммам. Описаны нормативный метод расчета на сейсмическое воздействие, вероятностные методы решения задач на сейсмостойкость, динамические методы исследования. А также сформулированы основные положения теории временного анализа.

Во *второй главе* представлено построение расчетной динамической модели 3-этажного каркаса. Показан расчет собственного веса конструкций. Продемонстрировано построение матрицы масс, матрицы жесткости и матрицы демпфирования. Изложен способ формирования вектора нагрузки.

В *третьей главе* описано построение программы расчета в системе MatLab. Записан алгоритм расчета с использованием метода временного анализа. Приведены результаты расчета в виде осциллограмм кинематических и силовых параметров. Вычислена невязка уравнения движения дискретной диссипативной системы.

Лист
ASI-278.08.04.01.2018 ПЗ
10

1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА С ПОСТАНОВКОЙ ЗАДАЧ ИССЛЕДОВАНИЙ

Строительство объектов гражданского, промышленного назначения в сейсмических районах диктует необходимость глубокого критического анализа существующих методов определения динамической реакции здания на сейсмические воздействия. Также актуальной задачей является создание новых более совершенных методов защиты зданий и сооружений от действия разрушающих сейсмических сил.

Поведение конструкции во время землетрясения находится в сложной зависимости от интенсивности, спектрального состава, продолжительности землетрясения, а также прочих параметров движения грунта [4, 12, 35, 44, 75, 81].

1.1. Основные теории сейсмостойкости

Начало зарождения теории сейсмостойкости связано с трудами японских ученых Ф. Омори и Н. Монобе и Сато [64]. На основе ряда экспериментов Омори впервые смог дать количественную оценку сейсмических сил, вызывающих разрушение сооружений. Появилась статическая теория сейсмостойкости. Дальнейшее развитие статической теории, основанное на необходимости учета деформируемости сооружения при колебаниях, привело к появлению динамической теории. Следующим этапом в истории развития теории сейсмостойкости явилась спектральная теория, представляющая собой существенное усовершенствование динамической теории за счет введения в обращение спектральных кривых, описывающих зависимости максимальных ускорений, скоростей или перемещений линейного осциллятора в функции периода его собственных колебаний.

Идея спектрального метода определения сейсмических сил впервые была предложена М. Био в 1933г. Впоследствии эта идея получила продолжение в работах Хаузнера, Альфорда, И.Л. Корчинского, С.В. Медведева, А.Г. Назарова, С.В. Полякова, Н.А. Николаенко, В.Т. Рассказовского, Э.И. Хачияна, Ш.Г. Напетваридзе, Я.М. Айзенберга и др [30, 52].

Лист	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ				
Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата	
					11

Появление и развитие спектральной теории сейсмостойкости значительно стимулировало широкое развитие экспериментальных исследований и способствовало совершенствованию инструментальных методов, появлению численных методов обработки получаемых инструментальных данных.

В последнее время в рамках спектральной теории возникли различные направления, например, метод расчета по акселерограммам, вероятностные методы расчета, методы расчета с учетом упруго-пластических деформаций, выключающих связь и некоторые другие, определяющие современный уровень развития теории сейсмостойкости сооружений. Основные положения спектральной теории лежат в методике расчета по СП 14.13330.2014 [1].

1.2. Расчет по акселерограммам

Метод основан на использовании записей ускорений основания (акселерограмм) при землетрясениях, наиболее опасных для рассматриваемых сооружений, а также синтезированных акселерограмм, полученных путем обработки записей сильных землетрясений.

СП [1] предусматривает обязательный расчет по нормам для всех зданий и сооружений, но вместе с тем для ответственных и высоких, выше 16 этажей зданий и сооружений предписывается расчет на воздействие акселерограмм.

1) Первый подход — непосредственное вычисление сейсмических сил.

Осуществляется по формуле $(S_{ik})_{max} = \frac{Q}{g} \cdot \eta_{ik} \cdot C_w(T)$, (1.1):

$$(S_{ik})_{max} = \frac{Q}{g} \cdot \eta_{ik} \cdot C_w(T), \quad (1.1)$$

где S_{ik} — инерционная сила, действующая на k -ю массу при колебании по i -й форме;

Q — вес массы m ;

g — ускорение свободного падения;

η_{ik} — нормированный коэффициент формы колебаний — это коэффициент, определяющий вклад смещения k -й массы, происходящий по i -й форме, в суммарное смещение;

$C_w(T)$ — спектр ускорений.

Лист
АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ
12

1.3. Нормативный метод расчета на сейсмическое воздействие

Нормативный метод определения сейсмических нагрузок опирается на использование понятия спектральных кривых. В данном методе предполагается, что учет сил сопротивления при определении частот и форм собственных колебаний системы с листенями свободы не оказывает существенного влияния на результаты расчета и поэтому данные параметры могут быть определены как для консервативной системы.

Вместе с тем учет сил сопротивления необходим при построении спектров ускорений (скоростей, смещений), так как в спектральной теории предполагается определение максимальных значений этих параметров по каждой форме колебаний, а эти максимумы достигаются в резонансной зоне, где учет сил сопротивления играет решающую роль.

Основными расчетными формулами нормативного метода расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия, основанного на применении спектральной теории сейсмостойкости, являются формулы (1.2) и (1.3) [9]:

$$S_{jk} = k_1 k_2 S_{0jk}, \quad (1.2)$$

$$S_{0jk} = Q_k A \beta_i k_\psi \eta_{jk}, \quad (1.3)$$

где A – коэффициент, принимаемый равным 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для районов с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов;

k_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений;

k_2 – коэффициент, учитывающий особенности конструктивных решений зданий и сооружений;

k_ψ – коэффициент, учитывающий уменьшение деформативности сооружений башенного типа или каркасных зданий;

β_i – коэффициент динамичности, соответствующий i -й форме собственных колебаний зданий или сооружений;

Лист
АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ
13

η_{jk} – коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях, от узловой точки приложения рассчитываемой нагрузки и направления сейсмического воздействия;

$$Q_k = m_k g - \text{вес массы } m_k.$$

1.4. Вероятностные методы решения задач на сейсмостойкость

Основным преимуществом данных методов является то, что они учитывают неопределенности при проектировании зданий. Такими неопределенностями могут быть свойства материалов и действие нагрузки, а это значит, что необходимо проводить вероятностный анализ. Тем не менее, большая часть научно-исследовательских работ на сегодняшний день используют детерминированные модели.

При вероятностных методах решения задач на сейсмостойкость обычно используются кривые недолговечности (хрупкости). Они используются в инженерной сейсмологии для оценки уязвимости всего здания или конкретного элемента, когда система подвергается сейсмическому воздействию. Другими словами, они демонстрируют условную вероятность повреждения всего здания или конкретного элемента за пределами определенного предельного состояния при различных уровнях колебаний грунта [79].

1.5. Динамические методы исследования

Большинство известных методов решения динамических задач в некоторой степени упрощают расчетную динамическую модель, характеризующую реальный объект исследования. Эти упрощения, в первую очередь, заключаются в игнорировании реального характера действия сил внутреннего сопротивления (диссипативных сил). Как правило, при решении динамических задач применяется модель однородного демпфирования или вовсе осуществляется исследование консервативных систем. Кроме того, анализируются модели с ограниченным числом степеней свободы, подверженные простым загружениям. Либо анализ динамической модели для более сложных загружений осуществляется для систем только с одной степенью свободы.

Лист
ASI-278.08.04.01.2018 ПЗ
Изм. дата: № документа: Подпись: Дата:

Подавляющее большинство расчета конструкций зданий и сооружений осуществляется численными методами шагового интегрирования (основанных на МКЭ) [25, 72].

В настоящее время проводится огромное количество исследований на основе МКЭ с целью разработки различных методов и мероприятий по повышению устойчивости сооружений против прогрессирующего обрушения при сейсмических воздействиях.

Разрабатываются плоские и пространственные модели каркасных зданий: модели 2D [36, 45, 50, 80, 82, 83], модели 3D [18, 41, 42, 78, 84, 85]. Для металлических каркасных зданий известны работы [34, 40, 65, 73], для железобетонных зданий [69, 70, 71]. Также проводились исследования на линейных [21, 62] и нелинейных [24, 33] моделях.

Многие отечественные и зарубежные специалисты отмечают недостаток теоретических исследований в области динамических конструкций и, в частности, в теории расчета сейсмостойких зданий [22] и практически отсутствие аналитических методов вычисления динамической реакции сооружений [11, 57, 78, 79, 80].

Наиболее эффективный аналитический метод решения динамических задач – метод временного анализа дискретных диссипативных систем, разработанный А.Н. Потаповым [58].

1.6. Основные положения теории временного анализа

Основные положения теории временного анализа изложены в монографии А.Н. Потапова [58].

Уравнение движения упругой ДДС в рамках линейной модели вязкого сопротивления (1.4) и начальные условия (1.5) динамической задачи представляется в виде:

$$M\ddot{Y}(t) + C\dot{Y}(t) + KY(t) = P(t), \quad (1.4)$$

$$Y_0 = Y(t_i), \quad \dot{Y}_0 = \dot{Y}(t_i), \quad (1.5)$$

Лист
АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ
15

интервала времени $[t_{i-1}; t_i]$.

В этих выражениях первые слагаемые определяют реакцию системы при свободных колебаниях, вторые – при вынужденных.

При представлении вектора внешнего воздействия $P(t)$ в виде $P(t) = P_0$, где $P_0 = [p_0]^T$ ($j = 1, \dots, n$) – вектор постоянных усилий, и учитывая, что для упругой системы справедливо условие $\det S \neq 0$, реакция при вынужденных колебаниях будет определена по формуле:

$$U^{-1} \int_{t_i}^t \Phi(t-\tau)^T P_0 d\tau = -\Phi(t-t_i)(US)^{-1}P_0|_{t_i}^t = [\Phi(t-t_i) - E](US)^{-1}P_0.$$

После подстановки пределов интегрирования и последующего дифференцирования вектор-функции, учитывая (1.7), приходим к уравнениям реакции системы:

$$Y(t) = 2\operatorname{Re}\{x^0(t-t_i) + x^p(t-t_i)P_0\},$$

$$\dot{Y}(t) = 2\operatorname{Re}\{S[x^0(t-t_i) + x^p(t-t_i)P_0]\}, \quad (1.9)$$

$$\text{где } x^0(t-t_i) = \Phi(t-t_i)U^{-1}M[-\bar{S}Y_0 + \dot{Y}_0];$$

$$x^p(t-t_i) = [\Phi(t-t_i) - E](US)^{-1}P_0.$$

Для того, чтобы уравнениями реакции (1.9) воспользоваться необходимо в соответствии с поставленными задачами выполнить преобразование по данным акселерограмм ускорений осуществить переход в таблицу сейсмических воздействий для каждого этажа каркаса по формуле:

$$S_j(t_i) = -m_j \cdot \ddot{y}(t_i), \quad (i=0,1,\dots),$$

где j – номер этажа;

i – номер шага интегрирования сейсмической задачи.

Здесь величина сейсмической силы $S_j(t_i)$ представляет собой значение P_0 в момент времени $t=t_i$.

Лист
АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ
17

2.1. Собственный вес конструкций

1. Масса 1 погонного метра колонн всех этажей коробчатого сечения из четырех стальных равнополочных уголков 150x150x6 мм составляет **0,09204 т/м**;
2. Масса 1 погонного метра ригелей двутаврового сечения (40Ш1) всех этажей составляет 88,6 кг/м = **0,0886 т/м**;
3. Масса 1 м² междуэтажного перекрытия:
 - а) собственный вес 1 м² пустотных плит перекрытия 0,3 т/м²;
 - б) собственный вес 1 м² цементно-песчаной стяжки, толщиной 3,0 см составляет $0,03 \cdot 2,200 = 0,0660$ т/м²;
 - в) собственный вес 1 м² пола примем 0,05 т/м²;T.о., масса 1 м² междуэтажного перекрытия составляет **0,416 т/м²**;
4. Масса 1 м² покрытия:
 - а) собственный вес 1 м² пустотных плит перекрытия 0,3 т/м²;
 - б) собственный вес 1 м² пароизоляции 0,005 т/м²;
 - в) собственный вес 1 м² утеплителя толщиной 20 см $0,2 \cdot 0,3 = 0,0600$ т/м²;
 - г) собственный вес 1 м² цементно-песчаной стяжки, толщиной 3,0 см составляет $0,03 \cdot 2,200 = 0,0660$ т/м²;
 - в) собственный вес 1 м² мягкой кровли примем 0,015 т/м²;T.о., масса 1 м² покрытия составляет **0,446 т/м²**;
5. Масса 1 м² наружных стен толщиной 500 мм $0,5 \cdot 1,0 = 0,5$ т/м²;

2.2. Построение матрицы масс

Матрица масс дискретной системы имеет диагональную структуру и представляет собой: $M = diag(m_1, \dots, m_n)$, где n – число степеней свободы исследуемой системы.

Все массы расчетной динамической модели располагаются в уровнях этажей на высоте 5, 9 и 12,5 м от поверхности земли. Масса каждого этажа содержит в себе значение масс плит перекрытия соответствующего этажа, масс ригелей, а также массы колонн и массы стендовых панелей.

$$m_{i\text{этажа}} = m_{i\text{перекрытия}} + m_{i\text{ригелей}} + m_{i\text{колонн}} + m_{i\text{стен.панелей}}, \quad (2.1)$$

Лист	21
Изм.	
Лист	
№ документ	
Подпись	
Дата	

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

$$y_c = \frac{18 \cdot 36 \cdot 18 + 18 \cdot 18 \cdot 9}{18 \cdot 36 + 18} = 15 \text{ м},$$

Момент инерции перекрытия найдем по формуле:

$$J = \sum_{i=1}^2 \left[\frac{M_i}{12} \cdot (h_i^2 + b_i^2) + M_i \cdot r_i^2 \right], \quad (2.4)$$

где M_i – масса i -го блока, т;

h_i – высота i -го блока, м;

b_i – ширина i -го блока, м;

r_i – расстояние между центром тяжести i -го блока и центром тяжести всего перекрытия, равное:

$$r_1 = \sqrt{(15 - 9)^2 + (15 - 18)^2} = 6,708 \text{ м}$$

$$r_2 = \sqrt{(15 - 27)^2 + (15 - 9)^2} = 13,416 \text{ м}$$

Учитывая, что массы 1-го и 2-го блоков равны соответственно $2/3$ и $1/3$ массы всего этажа, получаем момент инерции:

$$\begin{aligned} J &= \left[\frac{2/3 \cdot 808,94}{12} \cdot (36^2 + 18^2) + 2/3 \cdot 808,94 \cdot 6,708^2 \right] \\ &\quad + \left[\frac{1/3 \cdot 808,94}{12} \cdot (18^2 + 18^2) + 1/3 \cdot 808,94 \cdot 13,416^2 \right] \\ &= 160163,169 \frac{\text{т}}{\text{м}^2} = 16016316,9 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{м}^3 \end{aligned}$$

Т.о., $m_3 = 16016316,9 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{м}^3$

2.2.3. Определение массы второго этажа

Перекрытие второго этажа имеет прямоугольную форму с габаритными размерами 12×24 м. Масса перекрытия второго этажа составляет:

$$m_2 \text{ этажа (перекрытия)} = 12 \cdot 24 \cdot 0,416 = 119,808 \text{ т} = 1,19808 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{м}^3$$

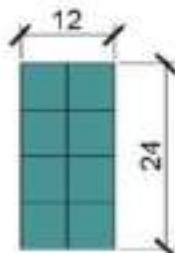


Рисунок 2.11 – Перекрытие второго этажа

Ригели располагаются с шагом 6 м.

Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата	Лист
					25

$$m_{2 \text{ этажа (ригелей)}} = 12 \cdot 5 \cdot 0,0886 = 5,316 \text{ т} = 0,05316 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

Второй этаж включает 15 колонн, третий – 9.

При подсчете массы колонн первого этажа учитывается 0,5 длины колонн второго этажа и 0,5 длины колонн третьего этажа.

$$m_{2 \text{ этажа (колонн)}} = (15 + 9) \cdot \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 0,09204 = 3,3134 \text{ т} = 0,03313 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

При подсчете массы стен второго этажа учитывается 0,5 высоты стен второго этажа и 0,5 высоты стен третьего этажа.

$$\begin{aligned} m_{2 \text{ этажа (стен)}} &= \left(\frac{1}{2} \cdot 4 \cdot (24 + 12 + 24 + 12) + \frac{1}{2} \cdot 3,5 \cdot 12 \cdot 4 \right) \cdot 0,5 = 114,0 \text{ т} \\ &= 1,14 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см} \end{aligned}$$

Таким образом, масса первого этажа составляет $m_2 = 242,437 \text{ т} = 2,4244 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$.

2.2.4. Определение массы третьего этажа

Перекрытие третьего этажа имеет квадратную форму со стороной квадрата 12 м. Масса перекрытия первого этажа составляет:

$$m_{3 \text{ этажа (перекрытия)}} = 12 \cdot 12 \cdot 0,416 = 59,904 \text{ т} = 0,59904 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

Третий этаж включает 9 колонн.

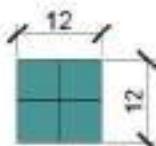


Рисунок 2.12 – Перекрытие третьего этажа

Ригели располагаются с шагом 6 м.

$$m_{2 \text{ этажа (ригелей)}} = 12 \cdot 3 \cdot 0,0886 = 3,1896 \text{ т} = 0,031896 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

При подсчете массы колонн третьего этажа учитывается 0,5 длины колонн третьего этажа.

$$m_{3 \text{ этажа (колонн)}} = 9 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 0,09204 = 1,2425 \text{ т} = 0,01243 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{см}$$

При подсчете массы стен третьего этажа учитывается 0,5 высоты стен третьего этажа.

Лист	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	Подпись	Дата	№ документ	Лист
26					

Таблица 2.3 – Блок К_{зых} матрицы жесткости

*10 ⁻³	1	2	3	4	5	6	7
8	-1.06	-1.06	0.00	-2.74	-2.78	-2.01	-1.57
9	0.09	-0.97	0.00	0.70	-3.22	-0.74	-1.98
10	-0.05	-1.27	0.00	-3.62	-2.13	-7.25	-1.54
11	0.14	-1.51	0.00	0.72	-1.24	1.16	-1.29
12	-0.09	-1.61	0.00	-0.75	-0.72	-1.37	-0.71
13	1.59	-1.49	0.00	1.55	-1.25	1.41	-1.25
14	-0.98	0.10	0.00	-2.95	0.76	-2.14	-0.35
15	0.20	0.21	0.00	0.52	0.38	-0.99	-0.79
16	-0.06	0.22	0.00	-3.59	0.36	-5.41	-0.19
17	0.05	0.14	0.00	0.80	0.14	1.15	0.19
18	-0.29	0.00	0.00	-0.50	0.09	-0.60	0.08
19	1.37	0.10	0.00	1.73	-0.35	1.98	-0.35
20	-1.06	-0.04	0.00	-2.74	0.03	-1.87	-0.49
21	0.16	-0.04	0.00	0.49	0.04	-0.25	-0.57
22	0.04	0.03	0.00	-3.54	0.06	-3.45	-0.18
23	0.07	0.84	0.00	0.94	0.56	1.07	0.62
24	-0.53	1.58	0.00	-0.27	0.88	0.13	0.87
25	1.22	1.70	0.00	1.99	0.54	2.65	0.54
26	-1.09	0.10	0.00	-2.53	-0.07	-1.67	-0.29
27	0.05	0.04	0.00	0.23	0.06	0.19	-0.17
28	0.85	0.06	0.00	-3.17	0.31	-1.19	0.19
29	-1.41	-0.09	0.00	-1.74	-4.43	0.01	-4.70
30	-0.05	-0.27	0.00	0.11	-3.76	-0.65	-4.03
31	1.57	-0.53	0.00	-0.70	-1.50	-0.42	-1.64
32	-1.50	1.59	0.00	-1.44	2.19	-1.44	2.26
33	0.10	1.37	0.00	-0.01	2.68	-0.20	2.75
34	1.70	1.22	0.00	1.29	2.99	0.72	3.03
35	0.17	0.18	0.00	-1.87	-1.38	-4.79	-2.78
36	-0.01	0.16	0.00	2.15	-1.38	5.15	-2.80
37	0.13	-0.06	0.00	-1.93	0.03	-4.37	-0.40
38	-0.05	-0.09	0.00	2.23	0.07	4.76	-0.35
39	0.16	0.02	0.00	-2.50	-0.51	-2.81	-6.44
40	-0.05	0.01	0.00	2.77	-0.51	3.04	-6.42
41	0.18	0.04	0.00	-3.10	2.99	-2.17	4.48
42	0.00	0.05	0.00	3.41	3.02	2.32	4.51
43	0.08	0.07	0.00	1.10	0.72	-1.93	-3.19
44	-0.05	0.06	0.00	-1.13	0.81	1.85	-3.10
45	0.07	-0.04	0.00	1.15	-0.36	-2.17	4.00
46	-0.07	-0.05	0.00	-1.14	-0.32	2.19	4.05

Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата	Лист

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

30

2.4. Построение матрицы демпфирования

Существует множество различных моделей демпфирования, позволяющих учитывать силы сопротивления в процессе колебания системы [9, 10, 19, 29, 37, 38, 59, 60, 61, 66, 67, 76].

Существуют модели пропорционального и непропорционального демпфирования [56, 58].

Чаще всего в исследованиях, а также в программных комплексах (ЛИРА-САПР, ANSIS и т.д.) используют модели однородного демпфирования, т.к. такие модели позволяют приводить уравнение движения к нормальным координатам. В реальных условиях демпфирование является непропорциональным. Т.о., модели неоднородного демпфирования позволяют более достоверно учитывать внутреннее трение в конструкциях.

В выпускной квалификационной работе демпфирование учитываться не будет.

2.5. Формирование вектора нагрузки

Вектор нагрузки (S) содержит значение сейсмических сил, действующий в уровнях этажей каркаса в горизонтальном направлении (следствие влияния продольной волны) и в вертикальном направлении (волны Релея и волны Лява).

Вектор нагрузки строится на основании данных, полученных из акселерограммы землетрясения. Акселерограмма землетрясения представляет собой график зависимости ускорений грунта от времени (рис. 2.15) и содержит значения трех компонент ускорения, измеряемых в $\text{м}/\text{с}^2$:

$\ddot{\Delta}_r$ – горизонтальная радиальная (направление «площадка – очаг землетрясения»);

$\ddot{\Delta}_t$ – горизонтальная тангенциальная (перпендикулярная к радиальной);

$\ddot{\Delta}_z$ – вертикальная.

Лист
АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ
31

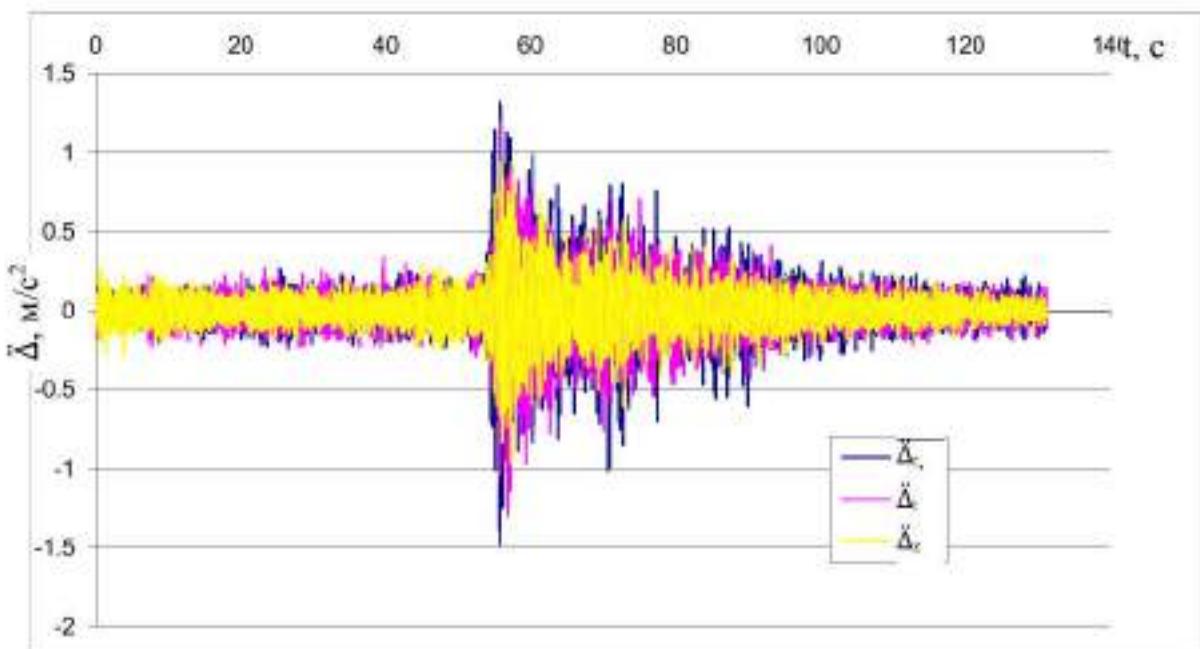


Рисунок 2.15 – Акселерограмма землетрясения

Данная акселерограмма построена с шагом по времени $\Delta t = 0,0125$ с и включает 10501 значение акселерограммы, длительность оцифрованного процесса землетрясения 2,19 мин.

Сейсмическое воздействие представим в виде прямоугольных импульсов с шагом, равным шагу акселерограммы землетрясения.

Амплитуда сейсмических сил получается из акселерограммы ускорений по формуле [5, 51, 74]:

$$S_i = -\ddot{A} \cdot m_i, \quad (2.5)$$

где \ddot{A} – ускорение грунта, принимаемое в соответствии с акселерограммой, соответствующее определенному моменту времени;

m_i – масса плиты i -го этажа (для определения сейсмических сил в горизонтальном направлении); масса i -й ячейки (для определения сейсмических сил в вертикальном направлении).

Нагрузка на исследуемый каркас изменяется на каждом шаге анализа t_i при изменении значений ускорения $\ddot{A}(t)$. Сейсмическое воздействие представим в форме прямоугольных импульсов длиной, равной шагу временного анализа $t_a = t_{i+1} - t_i$.

Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата	Лист
					32

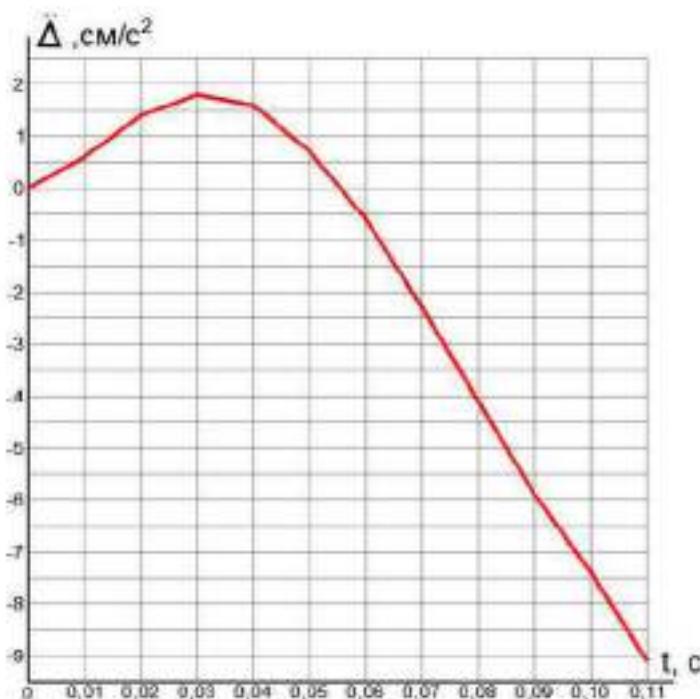


Рисунок 2.16 – Фрагмент акселлерограммы землетрясения

На рис. 2.16 представлен фрагмент акселлерограммы землетрясения. Значение ускорения изменяется по линейному закону на каждом шаге времени, равном $\Delta t=0,0125$ с.

Для удобства на каждом интервале времени представим ускорение как постоянную величину, значение которой на данном интервале равно значению ускорения в конце шага времени. Преобразование сейсмических сил см. рис. 2.17.

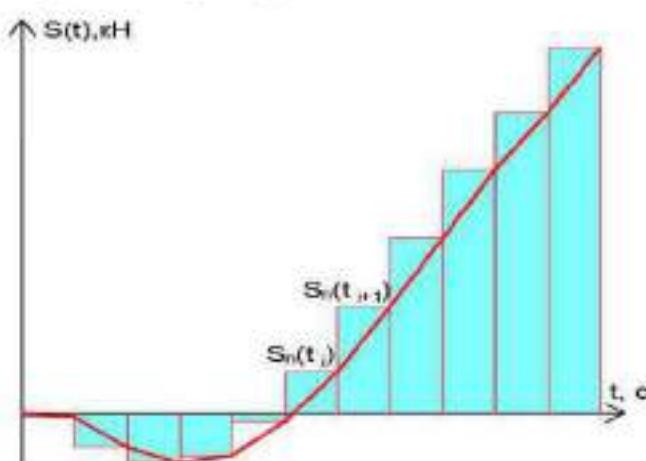


Рисунок 2.17 – Преобразование сейсмических сил

Код	Лист	Номер документа	Подпись	Дата	Лист
					33

Исходя из акселерограммы ускорений, сейсмические силы действуют в трех направлениях:

- горизонтальное радиальное (направление «площадка - очаг землетрясения») – по оси X;
- горизонтальное тангенциальное (перпендикулярная к радиальной) – по оси Y;
- вертикальное – по оси Z.

Построение сейсмических нагрузок осуществляется с использованием MatLab. На рис. 2.18 представлена осциллограмма сейсмических сил, действующих на систему в вертикальной плоскости (по оси Z).

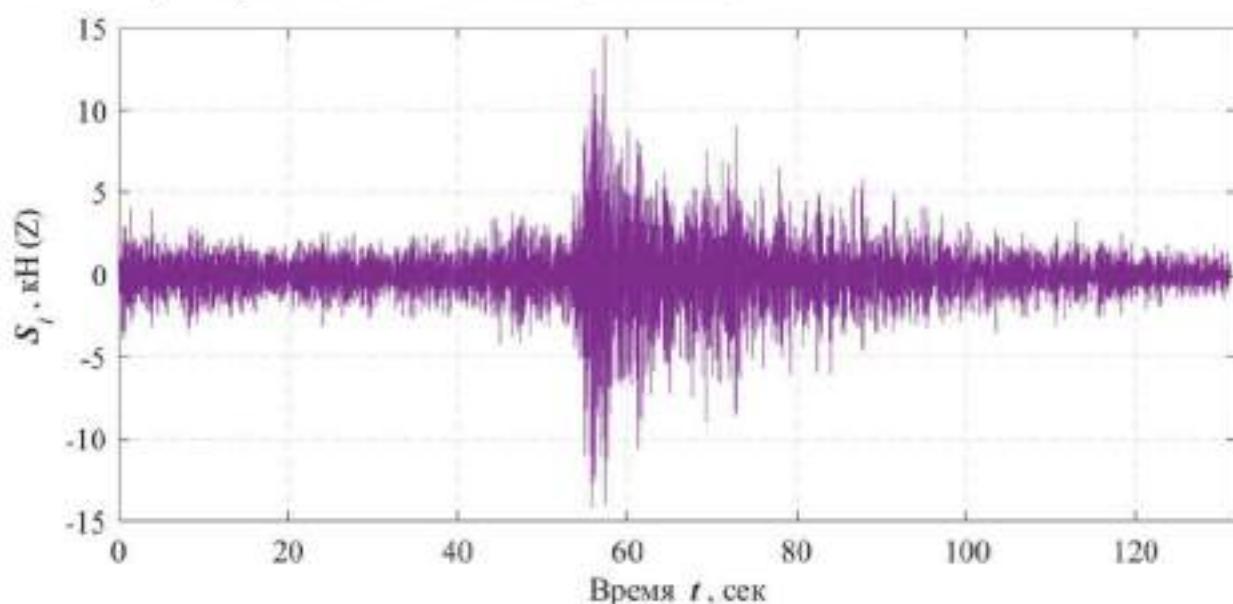


Рисунок 2.18 – Оциллограмма сейсмических сил, действующих в вертикальной плоскости

Лист				
Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

34

3. ПОСТРОЕНИЕ ПРОГРАММЫ РАСЧЕТА В СИСТЕМЕ MATLAB

3.1. Алгоритм расчета с использованием метода временного анализа

Определение динамической реакции дискретной диссипативной системы осуществляется с помощью аналитического подхода к динамическому расчету диссипативных конструкций, представляющий метод непосредственного интегрирования уравнений движения ДДС [58].

На рис. 3.1 представлен алгоритм временного анализа упругих колебаний дискретной диссипативной системы при действии динамической нагрузки.

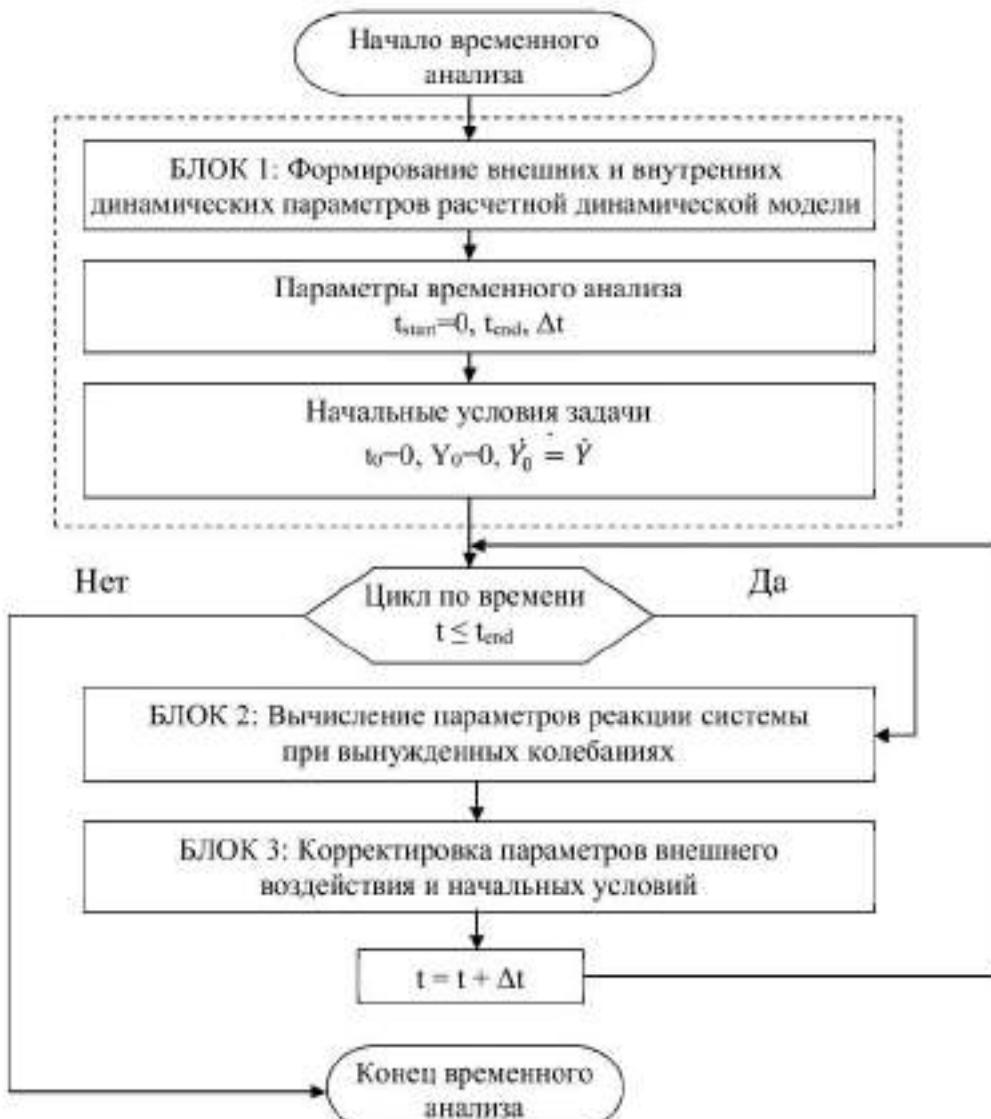


Рисунок 3.1 – Блок-схема временного анализа реакции 3-этажного каркаса

Лист				
Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата
				АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

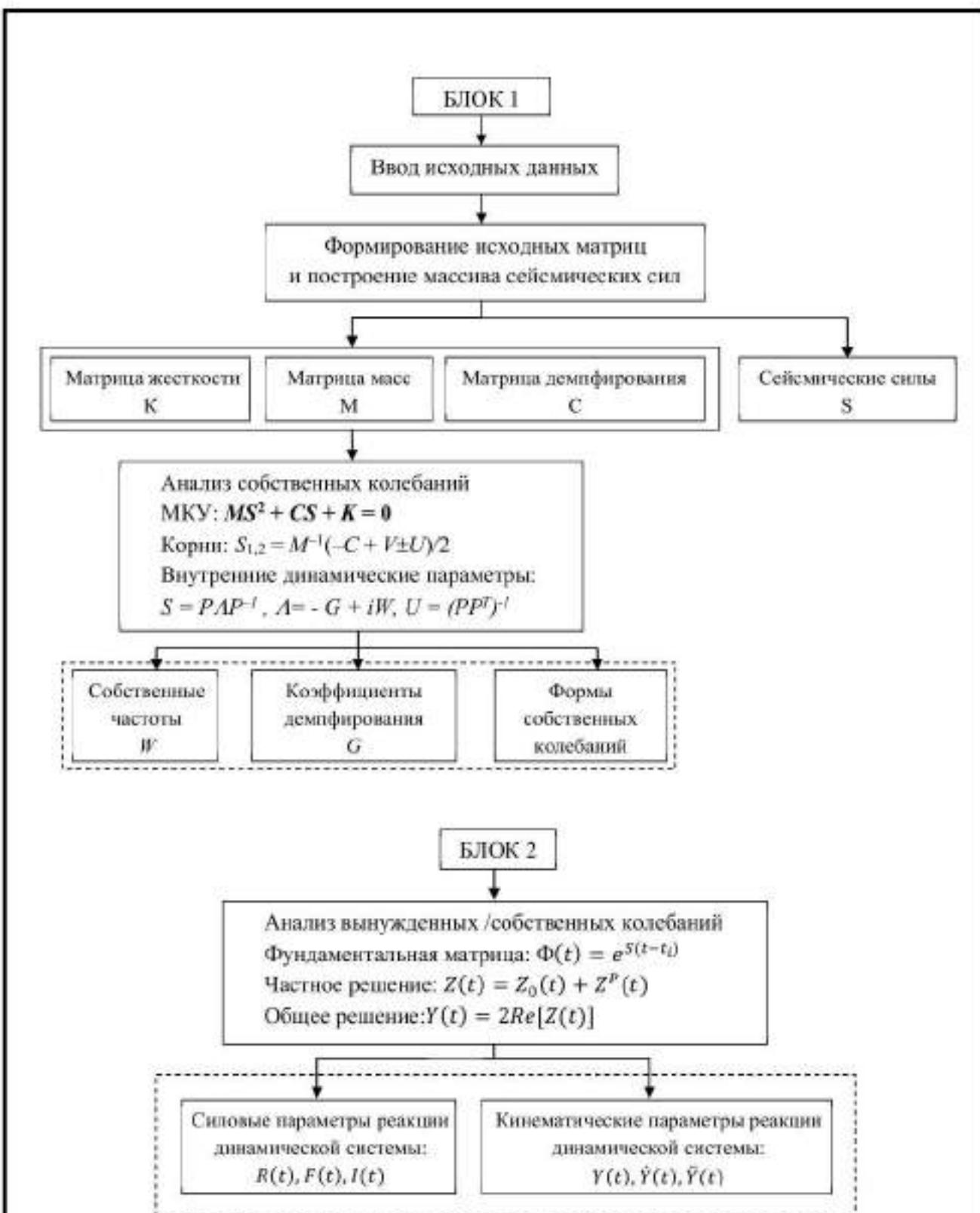


Рисунок 3.2 – Блок 1 и блок 2 блок-схемы временного анализа реакции 3-этажного каркаса

Лист					
Изм.	дата:	№ документ	Подпись	Дата	ASI-278.08.04.01.2018 ПЗ

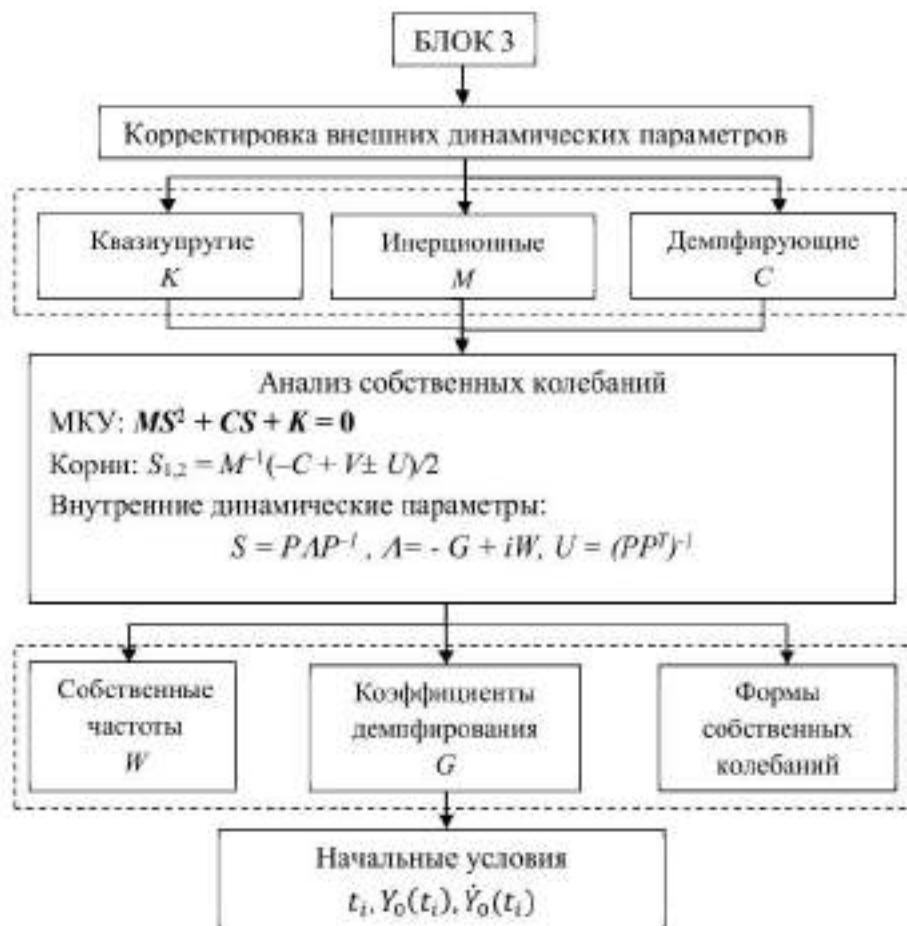


Рисунок 3.3 – Блок 3 блок-схемы временного анализа реакции 3-этажного каркаса

Блок 1: Формирование внешних и внутренних динамических параметров исходной расчетной динамической модели, задание начальных условий и параметров проведения временного анализа.

Блок 2: Определение параметров реакции расчетной динамической модели трехэтажного каркаса.

Блок 3 включается при изменении состояния элементов, т.е. при изменении расчетной динамической модели конструкции, производится корректировка начальных условий задачи, внешних и внутренних динамических параметров для нового состояния системы.

Лист						
Изм.	Лист	№ документ	Подпись	Дата		
					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	37

3.2. Результаты расчета

Результаты расчета представлены в виде осциллограмм и включают в себя кинематические параметры реакции каркаса (перемещения, скорости, ускорения) и силовые параметры реакции каркаса (восстанавливающие силы, диссипативные силы и инерционные силы).

3.2.1. Осциллограммы перемещений

На рис. 3.4 представлена осциллограмма вертикальных поступательных перемещений узлов дискретной диссипативной системы от действия сейсмических сил.

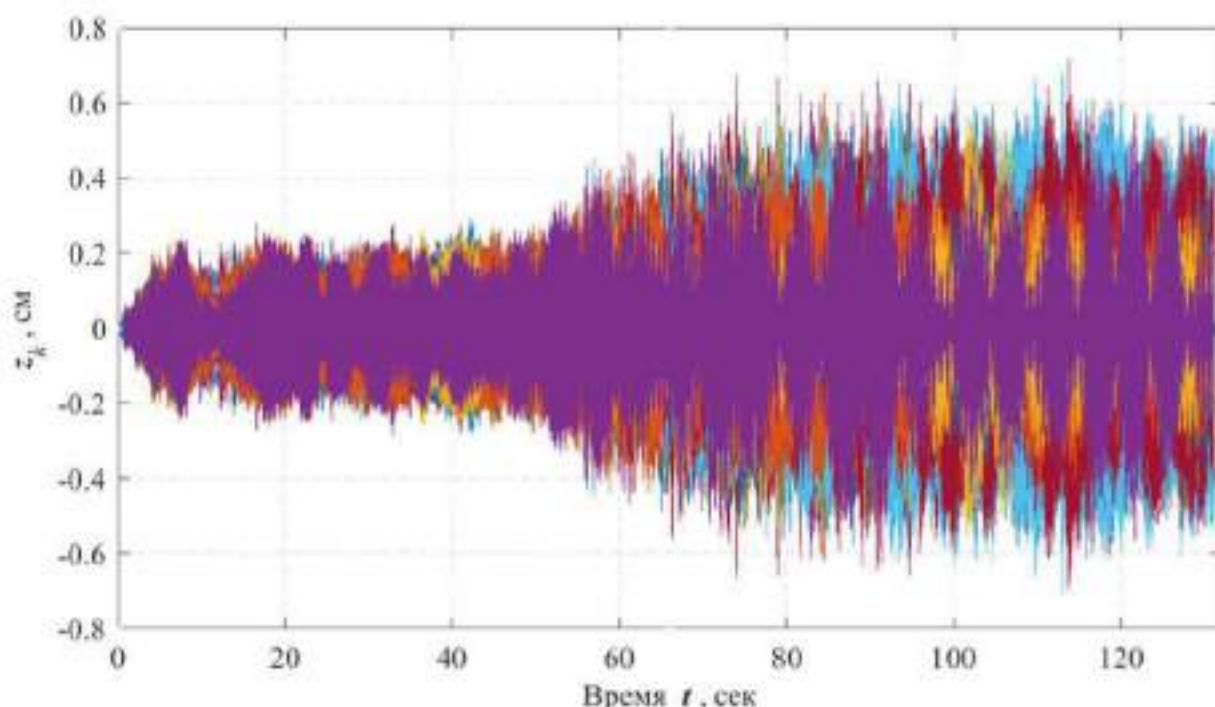


Рисунок 3.4 – Вертикальные поступательные перемещения узлов ДДС

На рис. 3.5, 3.7, 3.9 представлены осциллограммы вертикальных перемещений наиболее значимых узлов каркаса соответственно по первому, второму и третьему этажу. Планы этажей с номерами узлов каркаса находятся во второй главе на рис. 2.4-2.6.

Лист	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	Подпись	Дата	Номер документа	Лист
38					
Изм.	Лист				

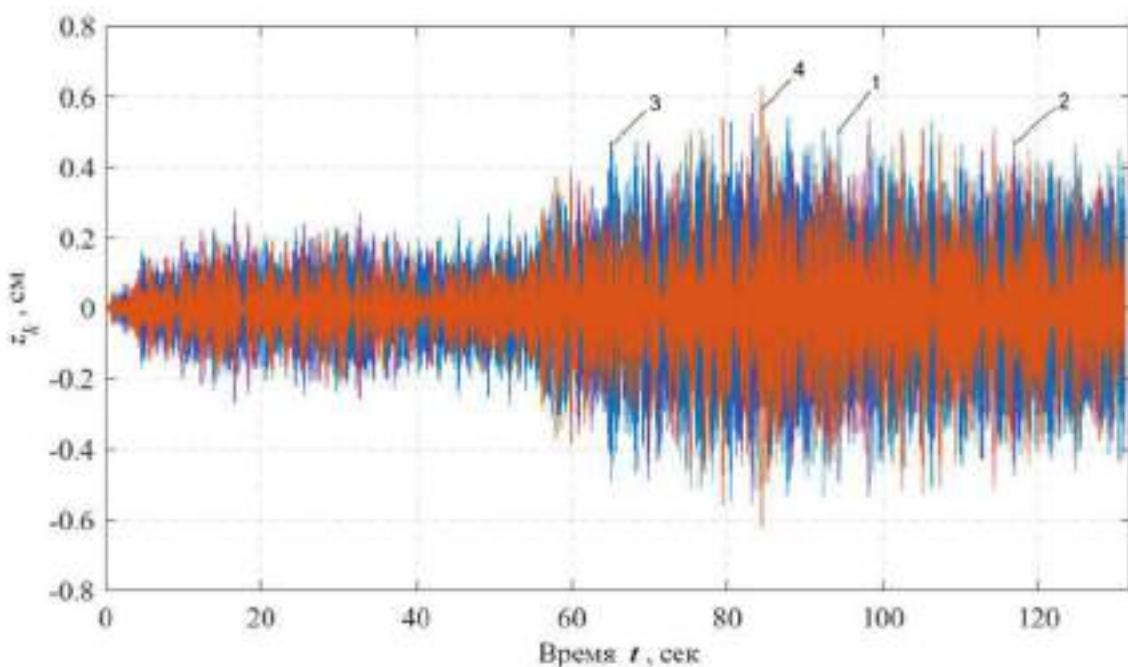


Рисунок 3.5 – Осциллограмма вертикальных перемещений узлов первого этажа:
1 – 8 узел; 2 – 11 узел; 3 – 14 узел; 4 – 23 узел

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент (рис. 3.6) данной осциллограммы (рис. 3.5) на интервале времени наибольших значений (интервал от 83 до 85 с).

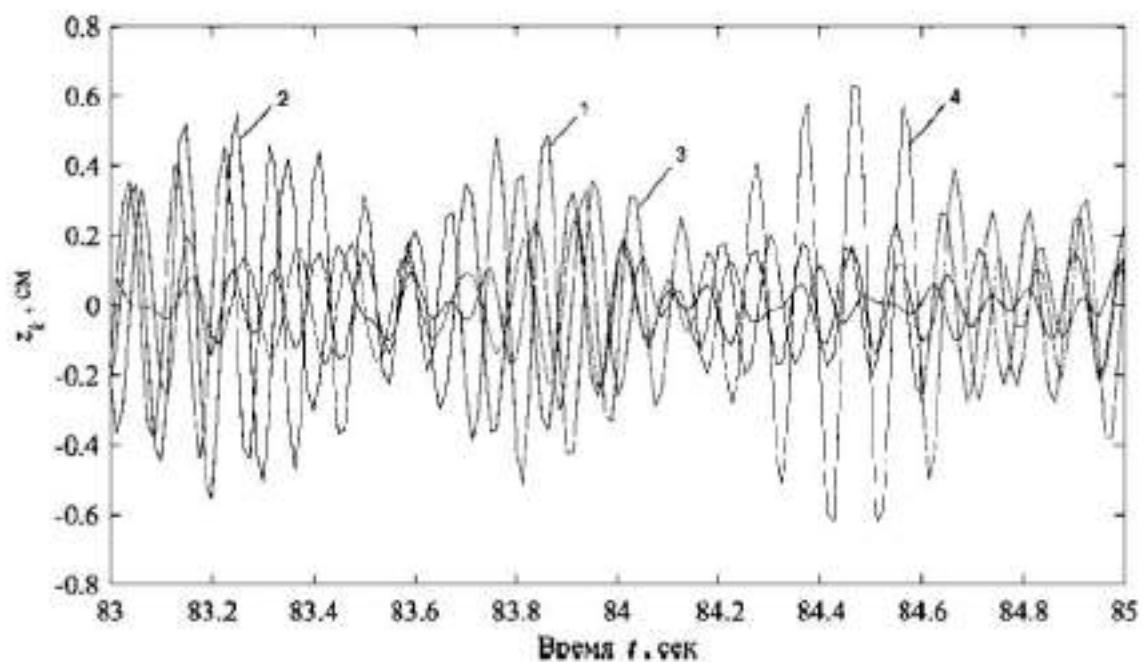


Рисунок 3.6 – Фрагмент осциллограммы вертикальных перемещений узлов первого этажа: 1 – 8 узел; 2 – 11 узел; 3 – 14 узел; 4 – 23 узел

Код	Лист	Номер документа	Подпись	Дата	Лист
					39

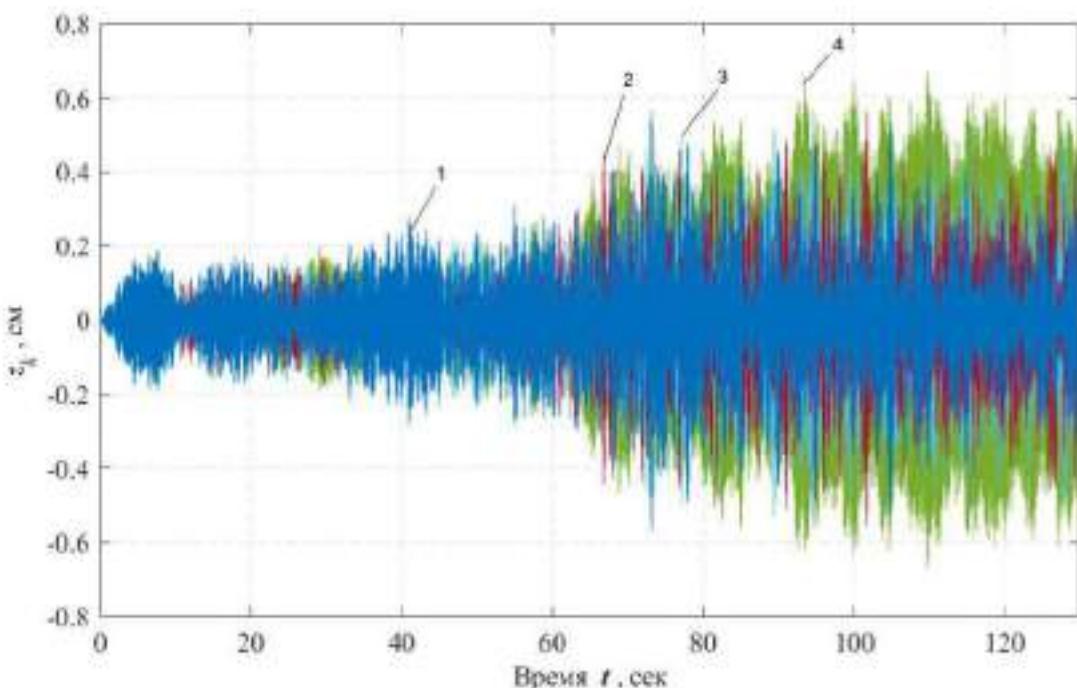


Рисунок 3.7 – Осциллограмма вертикальных перемещений узлов второго этажа:
1 – 28 узел; 2 – 31 узел; 3 – 33 узел; 4 – 34 узел

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент (рис. 3.8) данной осциллограммы (рис. 3.7) на интервале времени наибольших значений (интервал от 109 до 111 с).

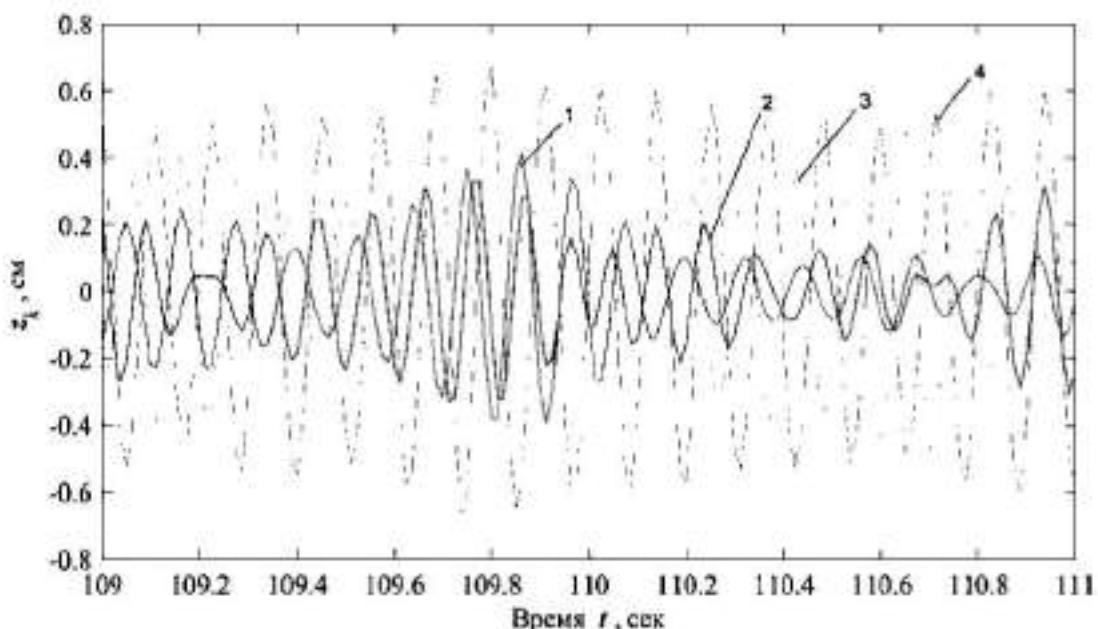


Рисунок 3.8 – Фрагмент осциллограммы вертикальных перемещений узлов второго этажа: 1 – 28 узел; 2 – 31 узел; 3 – 33 узел; 4 – 34 узел

Код	Лист					АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ документ	Подпись	Дата			40

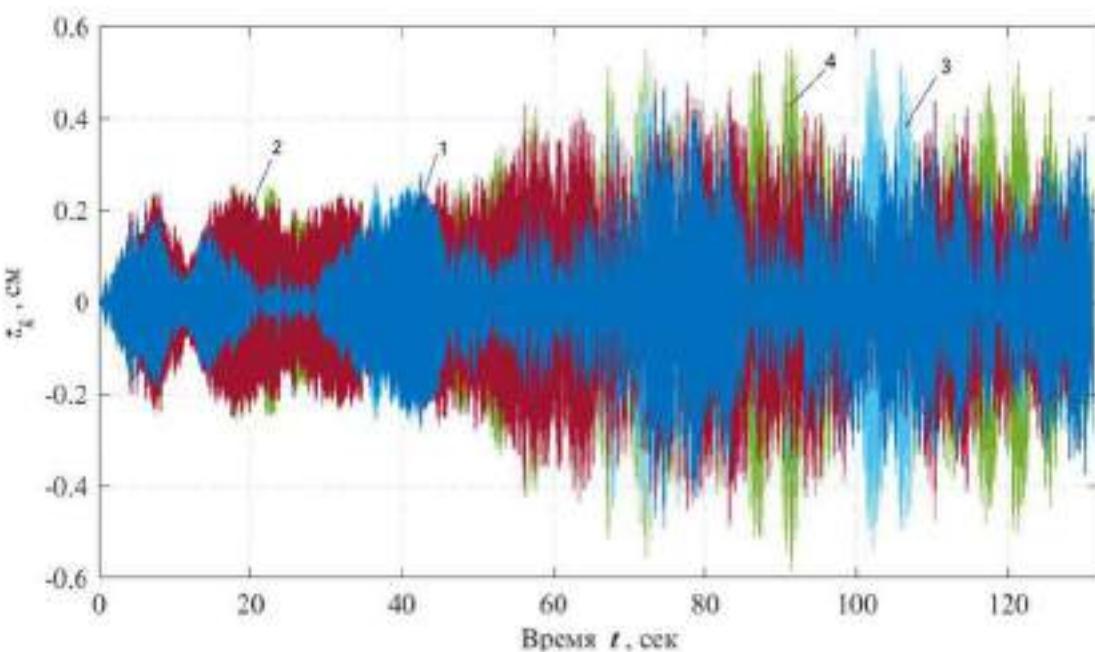


Рисунок 3.9 – Осциллограмма вертикальных перемещений узлов третьего этажа:
1 – 36 узел; 2 – 37 узел; 3 – 38 узел; 4 – 39 узел

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент (рис. 3.10) данной осциллограммы (рис. 3.9) на интервале времени наибольших значений (интервал от 90 до 92 с).

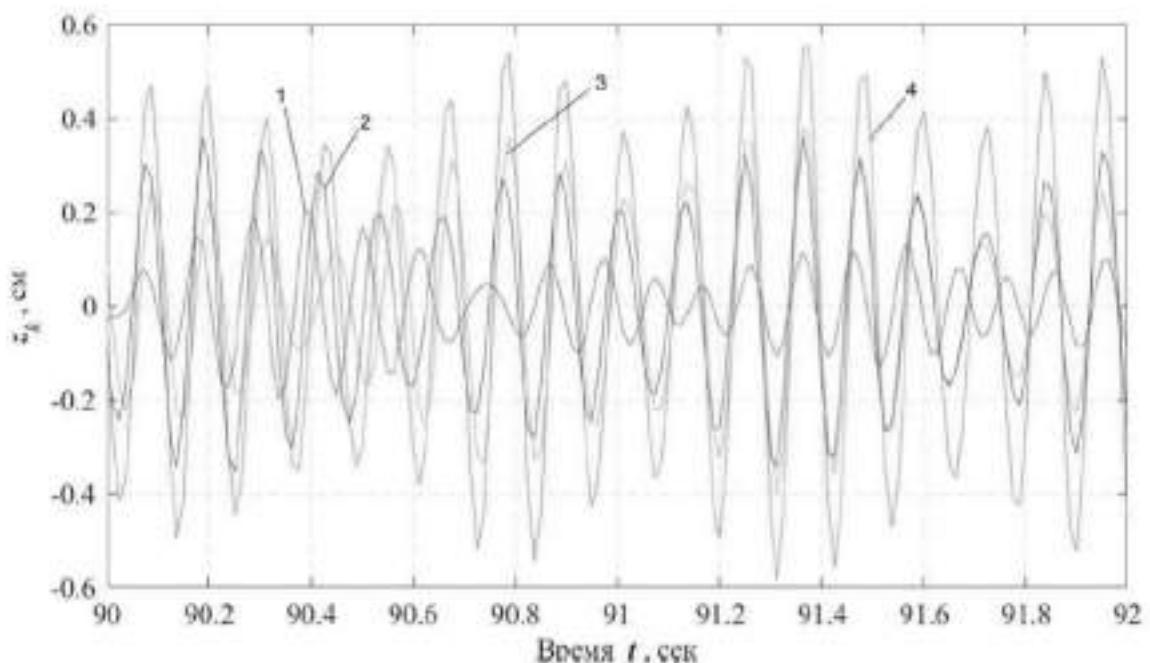


Рисунок 3.10 – Фрагмент осциллограммы вертикальных перемещений узлов третьего этажа: 1 – 36 узел; 2 – 37 узел; 3 – 38 узел; 4 – 39 узел

Код	Лист	Нр. документ	Подпись	Дата	Лист
					41

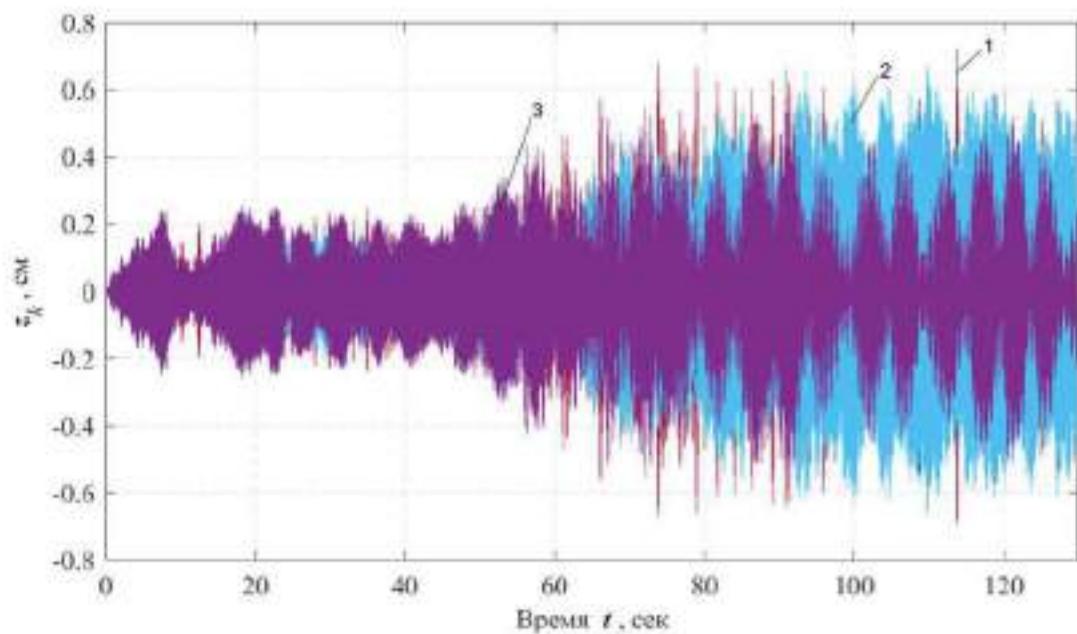


Рисунок 3.11 – Осциллограмма максимальных вертикальных перемещений этажей каркаса: 1 – 1 этаж (узел 14); 2 – 2 этаж (узел 34); 3 – 3 этаж (узел 39)

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент (рис. 3.12) данной осциллограммы (рис. 3.11) на интервале времени наибольших значений (интервал от 113 до 114 с).

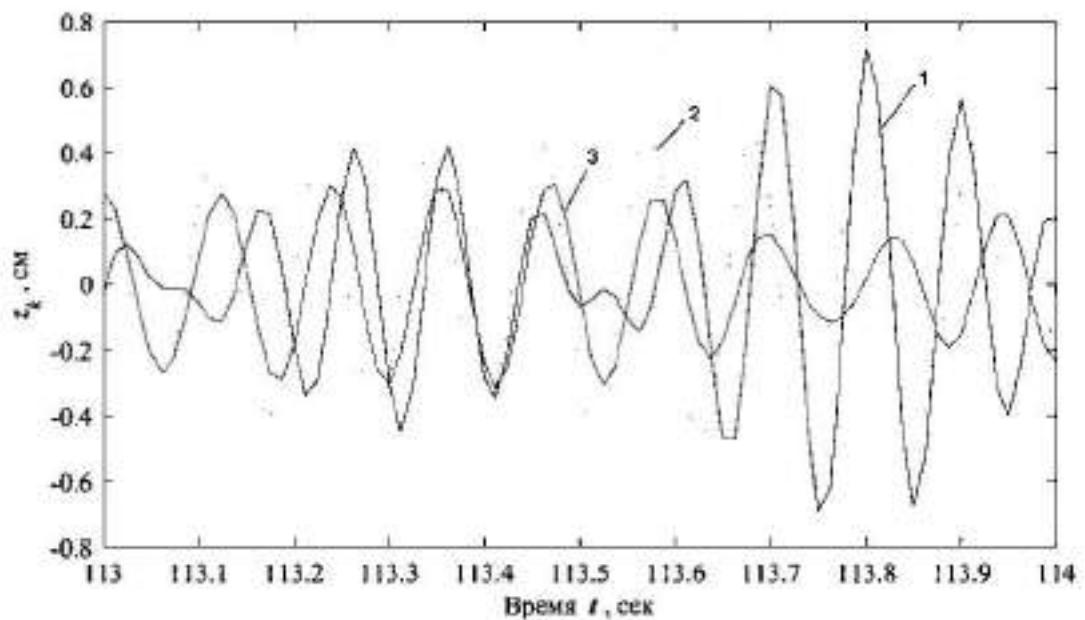


Рисунок 3.12 – Фрагмент осциллограммы максимальных вертикальных перемещений этажей каркаса: 1 – 1 этаж (узел 14); 2 – 2 этаж (узел 34); 3 – 3 этаж (узел 39)

Код	Лист	Номер документа	Подпись	Дата	Лист
					42

Глядя на полученные осциллограммы, можно сказать, что максимальные вертикальные перемещения системы возникают на первом этаже (узел 14) и не превышают 0,8 см.

3.2.2. Осциллограммы скоростей

На рис. 3.13 представлена осциллограмма скоростей движения узлов дискретной диссипативной системы в вертикальном направлении вследствие воздействия сейсмических сил.

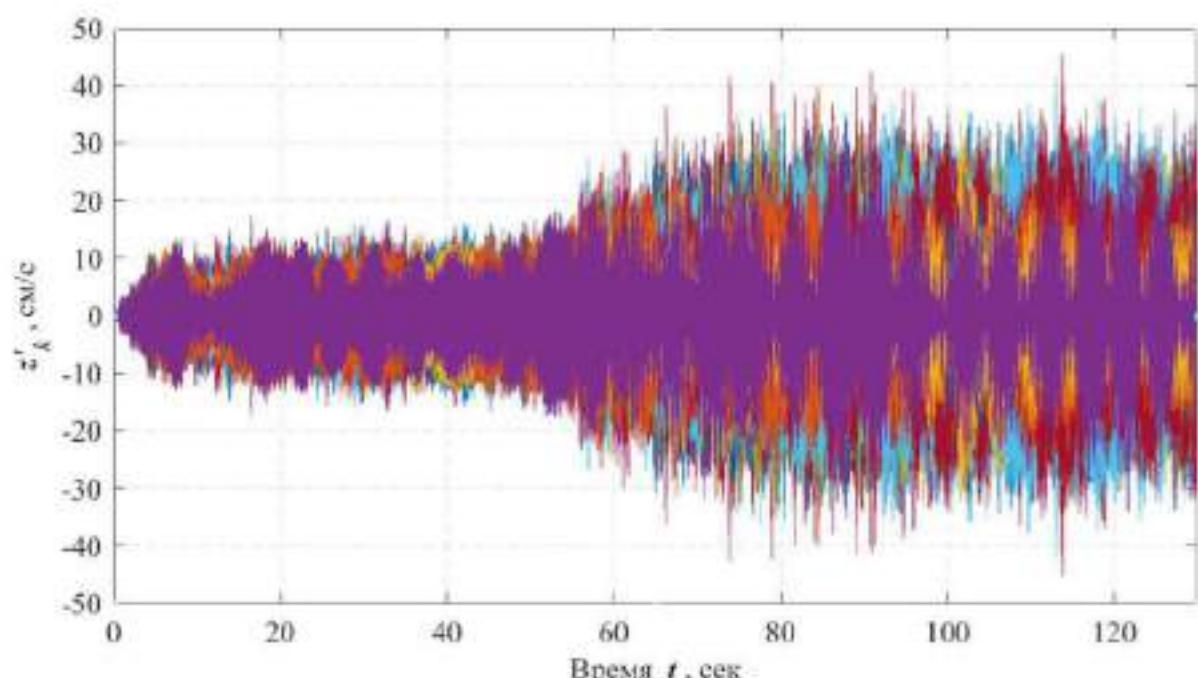


Рисунок 3.13– Линейные скорости движения узлов ДДС в вертикальном направлении

На рис. 3.14, 3.16, 3.18 представлены осциллограммы скоростей движения наиболее значимых узлов каркаса в вертикальном направлении соответственно по первому, второму и третьему этажу. Планы этажей с номерами узлов каркаса находятся во второй главе на рис. 2.4-2.6.

Лист				
43				
Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата

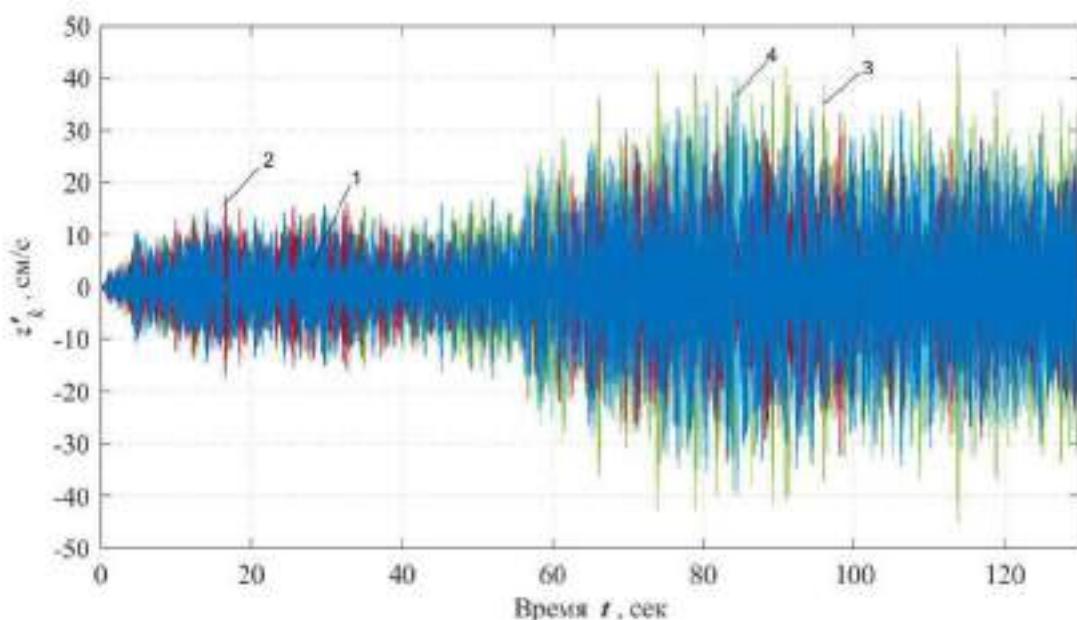


Рисунок 3.14 – Осциллограмма линейных скоростей движения узлов первого этажа в вертикальном направлении: 1 – 8 узел; 2 – 11 узел; 3 – 14 узел; 5 – 23 узел

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент (рис. 3.15) данной осциллограммы (рис. 3.14) на интервале времени наибольших значений (интервал от 113 до 115 с).

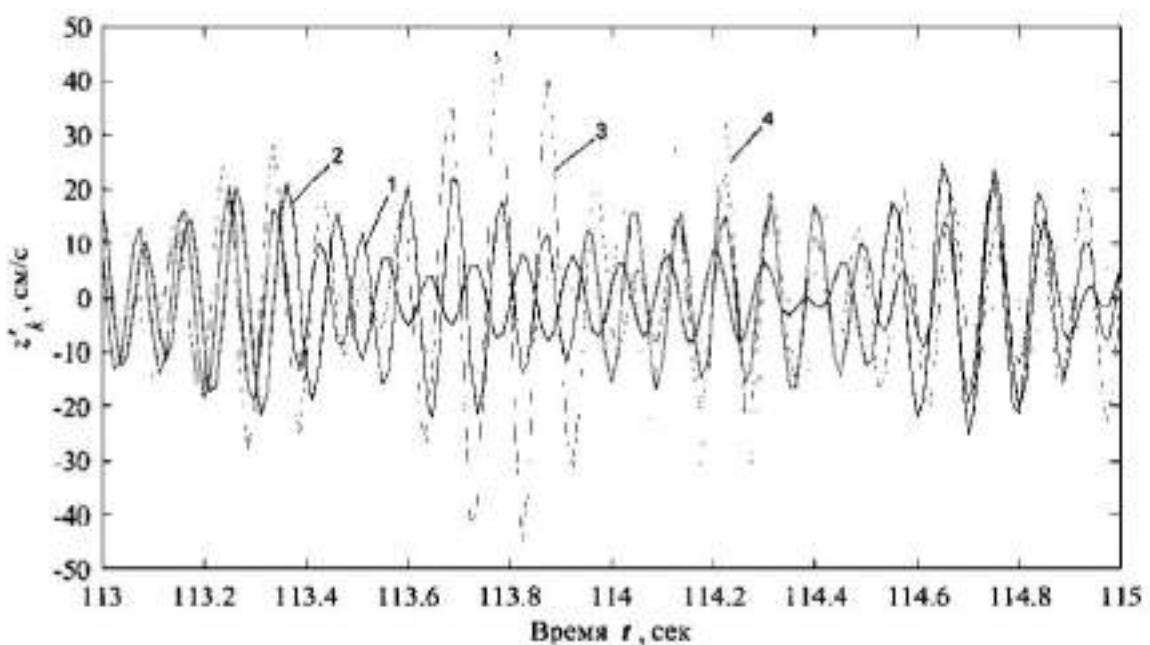


Рисунок 3.15 – Фрагмент осциллограммы линейных скоростей движения узлов первого этажа в вертикальном направлении: 1 – 8 узел; 2 – 11 узел; 3 – 14 узел; 5 – 23 узел

Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата	Лист
					44

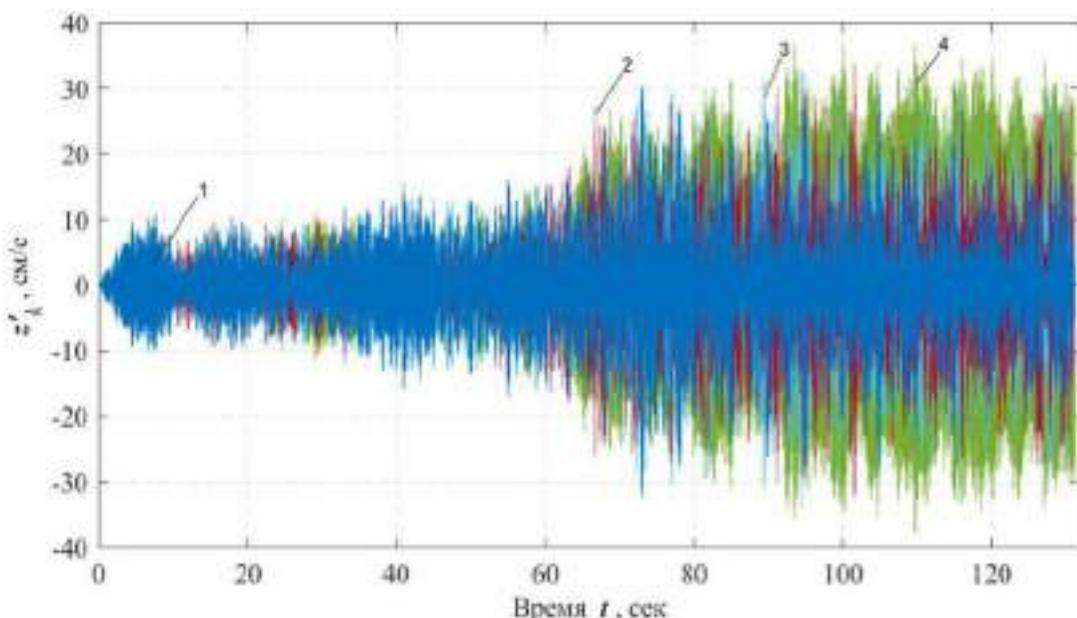


Рисунок 3.16 – Осциллограмма линейных скоростей движения узлов второго этажа в вертикальном направлении: 1 – 28 узел; 2 – 31 узел; 3 – 33 узел; 5 – 34 узел

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент (рис. 3.17) данной осциллограммы (рис. 3.16) на интервале времени наибольших значений (интервал от 99 до 101 с).

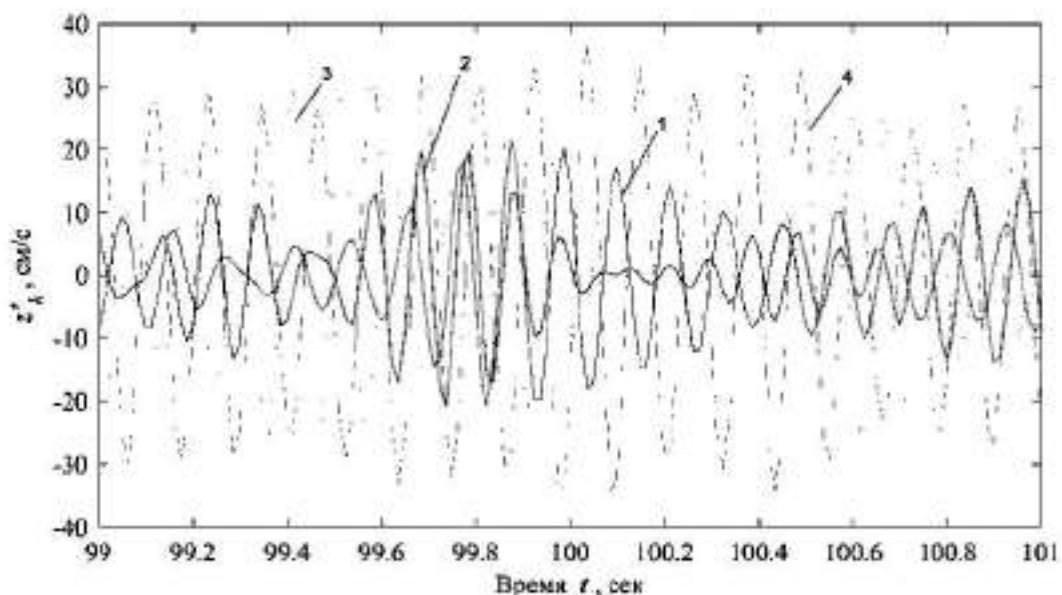


Рисунок 3.17 – Фрагмент осциллограммы линейных скоростей движения узлов второго этажа в вертикальном направлении: 1 – 28 узел; 2 – 31 узел; 3 – 33 узел; 5 – 34 узел

Код	Лист	Номер документа	Подпись	Дата	Лист
					45

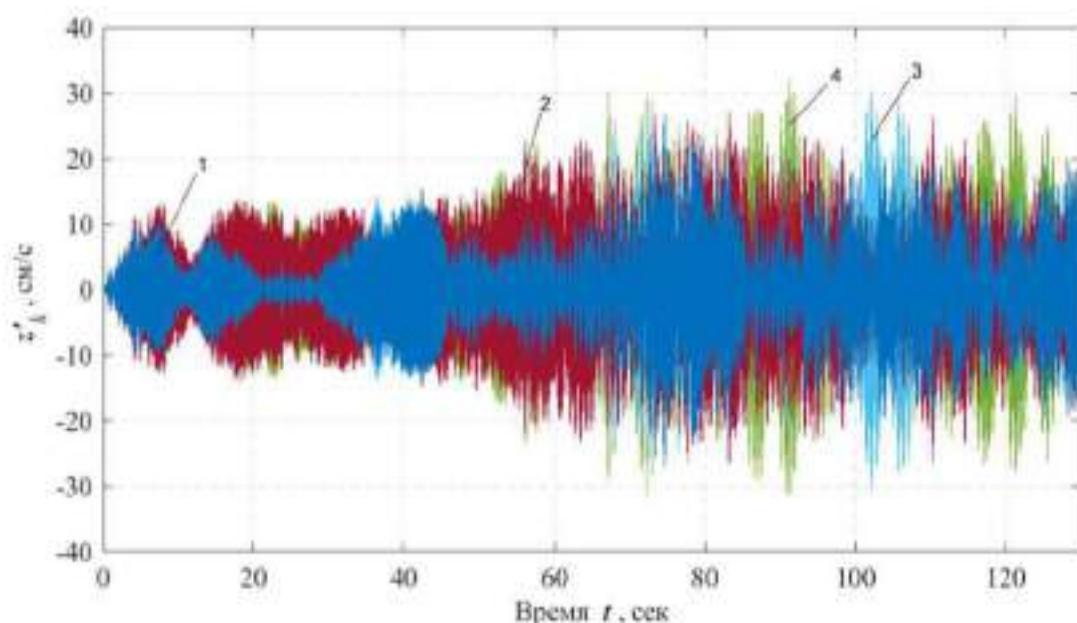


Рисунок 3.18 – Осциллограмма линейных скоростей движения узлов третьего этажа в вертикальном направлении: 1 – 36 узел; 2 – 37 узел; 3 – 38 узел; 5 – 39 узел

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент (рис. 3.19) данной осциллограммы (рис. 3.18) на интервале времени наибольших значений (интервал от 90 до 92 с).

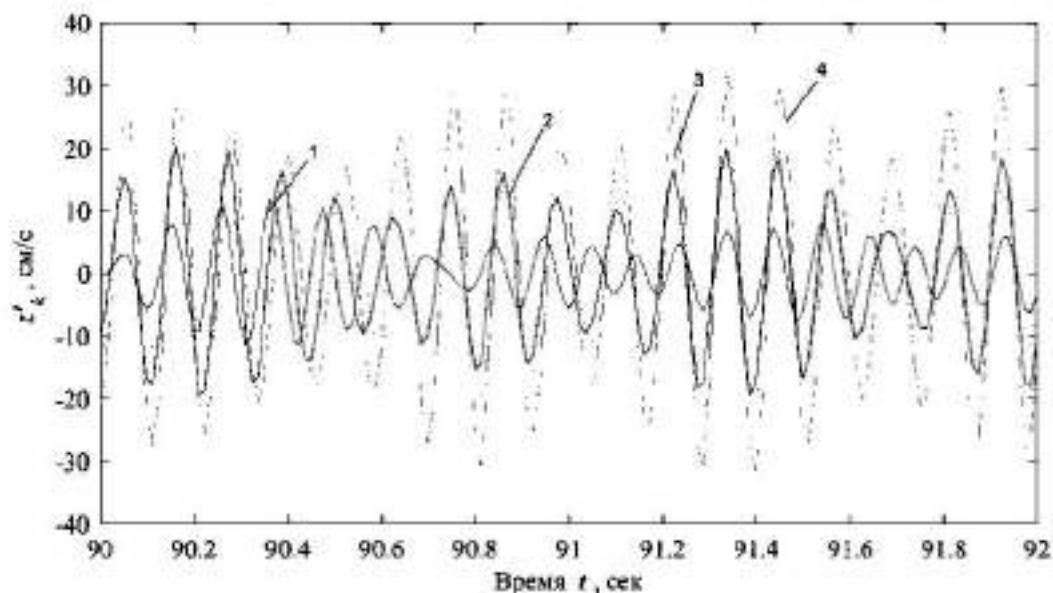


Рисунок 3.19 – Фрагмент осциллограммы линейных скоростей движения узлов третьего этажа в вертикальном направлении: 1 – 36 узел; 2 – 37 узел; 3 – 38 узел; 5 – 39 узел

Код	Лист	Номер документа	Подпись	Дата	Лист
					46

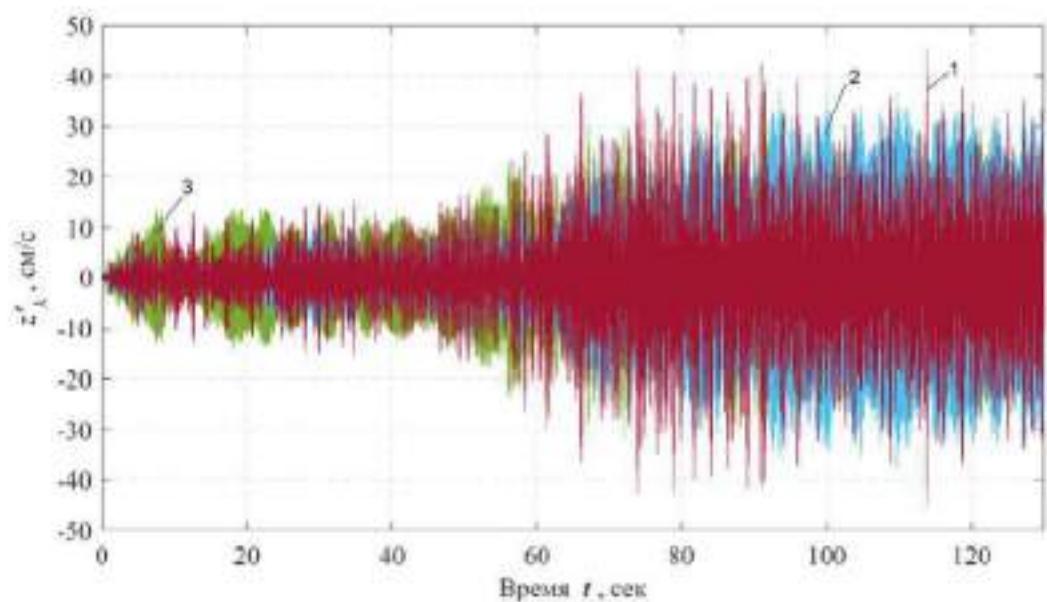


Рисунок 3.20 – Осциллограмма максимальных линейных скоростей движения узлов каркаса в вертикальном направлении: 1 – 1 этаж (14 узел); 2 – 2 этаж (34 узел); 3 – 3 этаж (39 узел)

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент (рис. 3.21) данной осциллограммы (рис. 3.20) на интервале времени наибольших значений (интервал от 113 до 115 с).

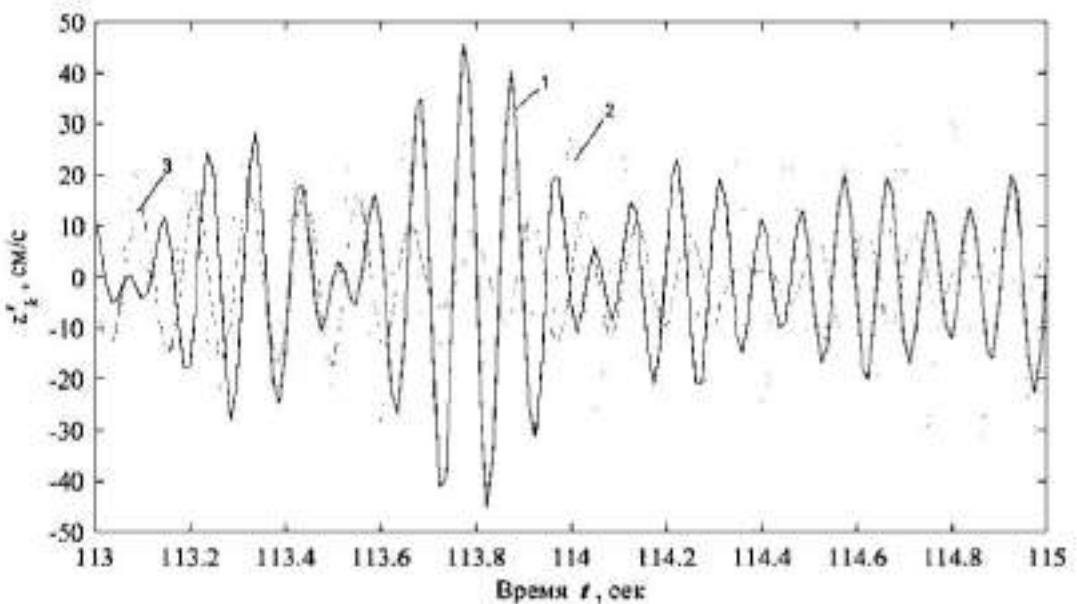


Рисунок 3.21 – Фрагмент осциллограммы максимальных линейных скоростей движения узлов каркаса в вертикальном направлении: 1 – 1 этаж (14 узел); 2 – 2 этаж (34 узел); 3 – 3 этаж (39 узел)

Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ
Изм.	47				

Глядя на полученные осциллограммы, можно сказать, что максимальные линейные скорости движения узлов каркаса в вертикальном направлении возникают на первом этаже (узел 14) и не превышают 50 см/с.

3.2.3. Осциллограммы ускорений

На рис. 3.22 представлена осциллограмма ускорений узлов дискретной диссипативной системы вследствие воздействия сейсмических сил.

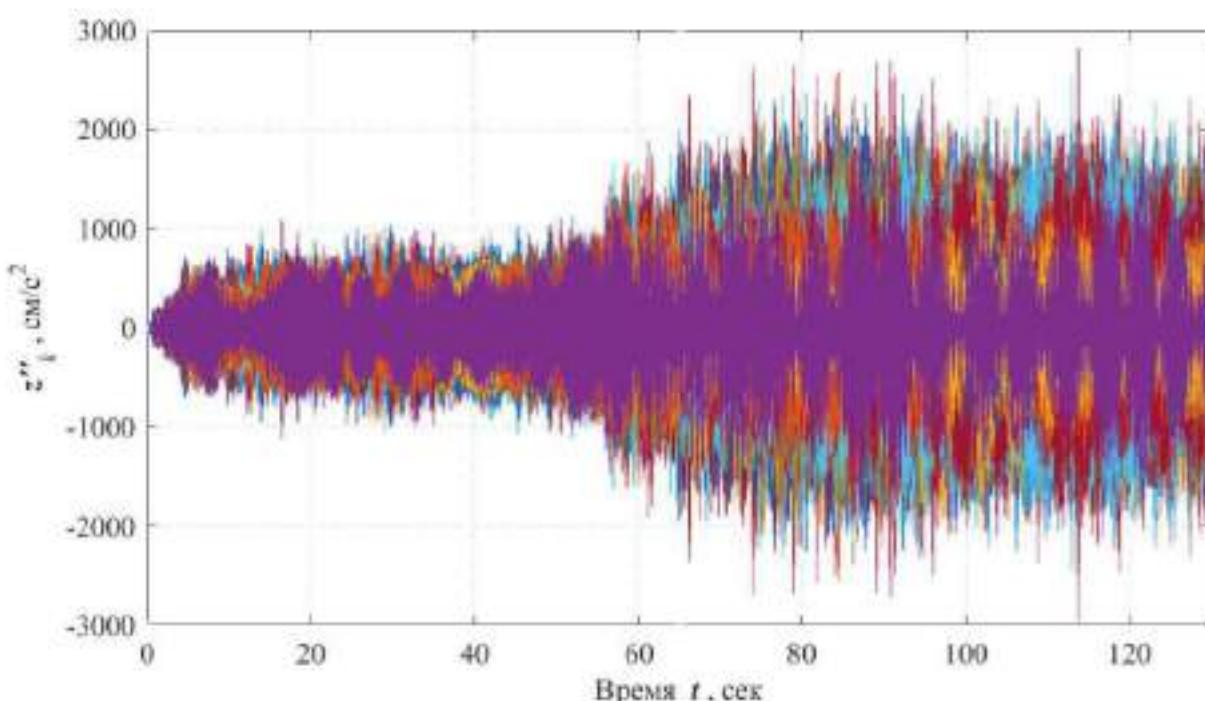


Рисунок 3.22 – Линейные ускорения узлов ДДС в вертикальном направлении

На рис. 3.23, 3.25, 3.27 представлены осциллограммы скоростей движения наиболее значимых узлов каркаса в вертикальном направлении соответственно по первому, второму и третьему этажу. Планы этажей с номерами узлов каркаса находятся во второй главе на рис. 2.4-2.6.

Лист				
48				
Имя	Логотп	№ документ	Подпись	Дата

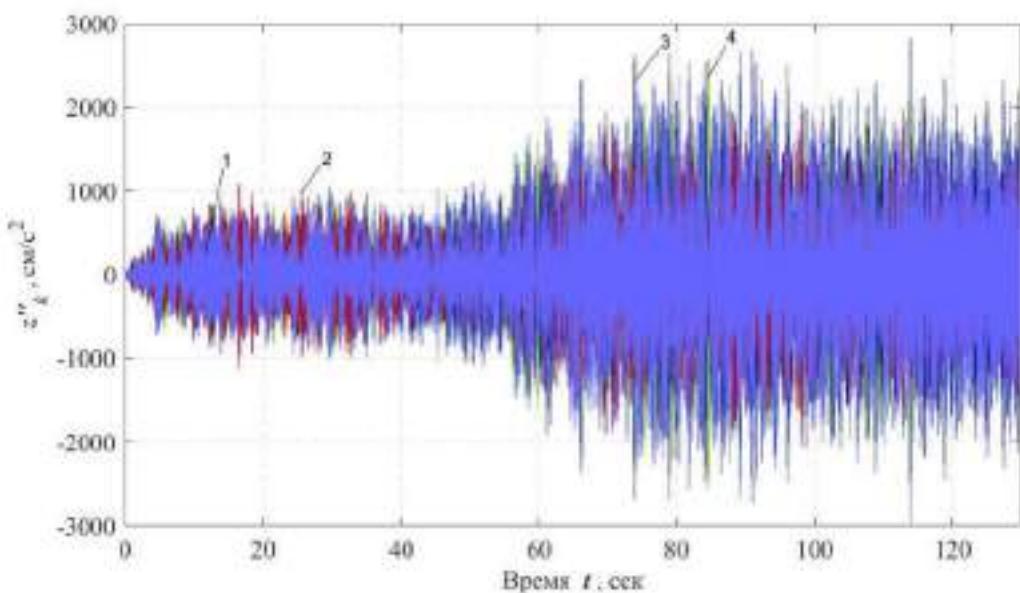


Рисунок 3.23 – Осциллографмма линейных ускорений движения узлов первого этажа в вертикальном направлении: 1 – 8 узел; 2 – 11 узел; 3 – 14 узел; 4 – 23 узел

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент (рис. 3.24) данной осциллографммы (рис. 3.23) на интервале времени наибольших значений (интервал от 90 до 92 с).

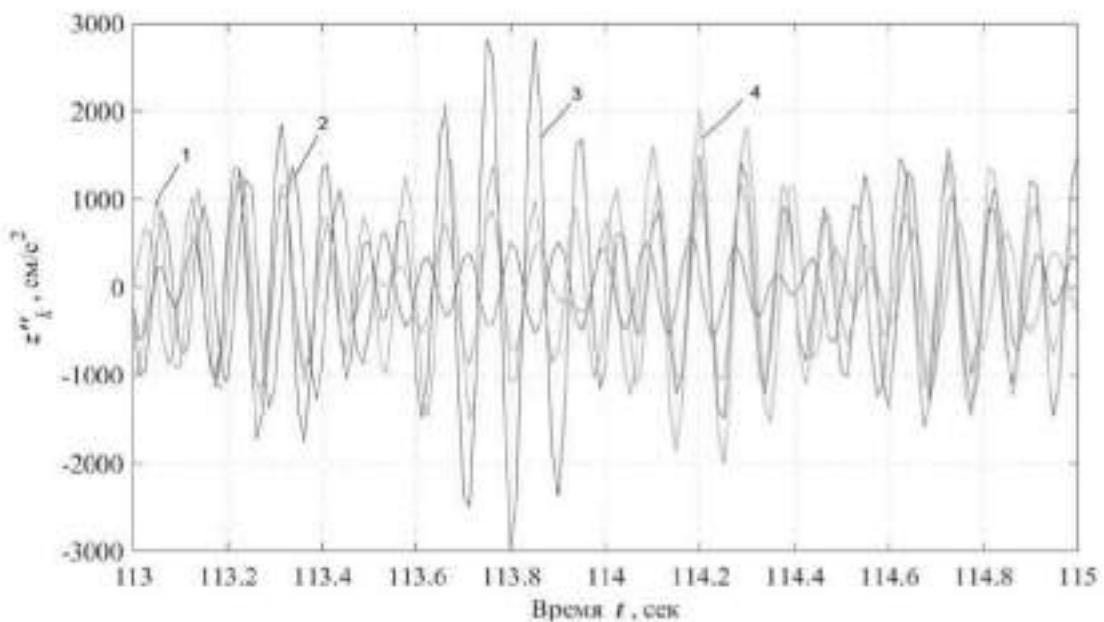


Рисунок 3.24 – Фрагмент осциллографммы линейных ускорений движения узлов первого этажа каркаса в вертикальном направлении: 1 – 8 узел; 2 – 11 узел; 3 – 14 узел; 4 – 23 узел

Лист						
Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ	
						49

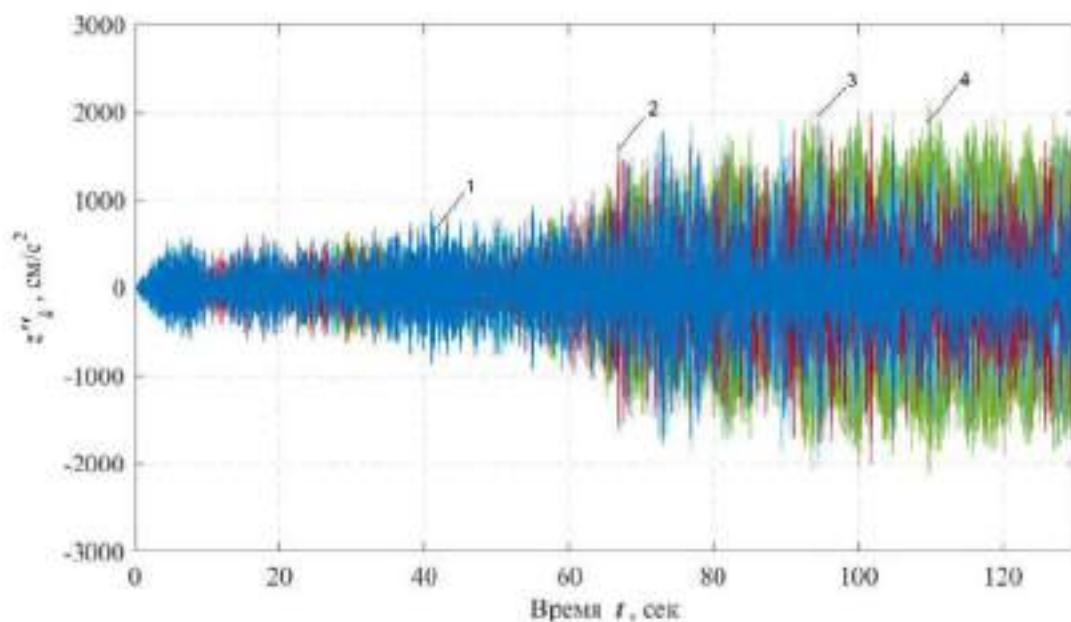


Рисунок 3.25 – Осциллограмма линейных ускорений движения узлов второго этажа в вертикальном направлении: 1 – 28 узел; 2 – 31 узел; 3 – 33 узел; 4 – 34 узел

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент (рис. 3.26) данной осциллограммы (рис. 3.25) на интервале времени наибольших значений (интервал от 109 до 111 с).

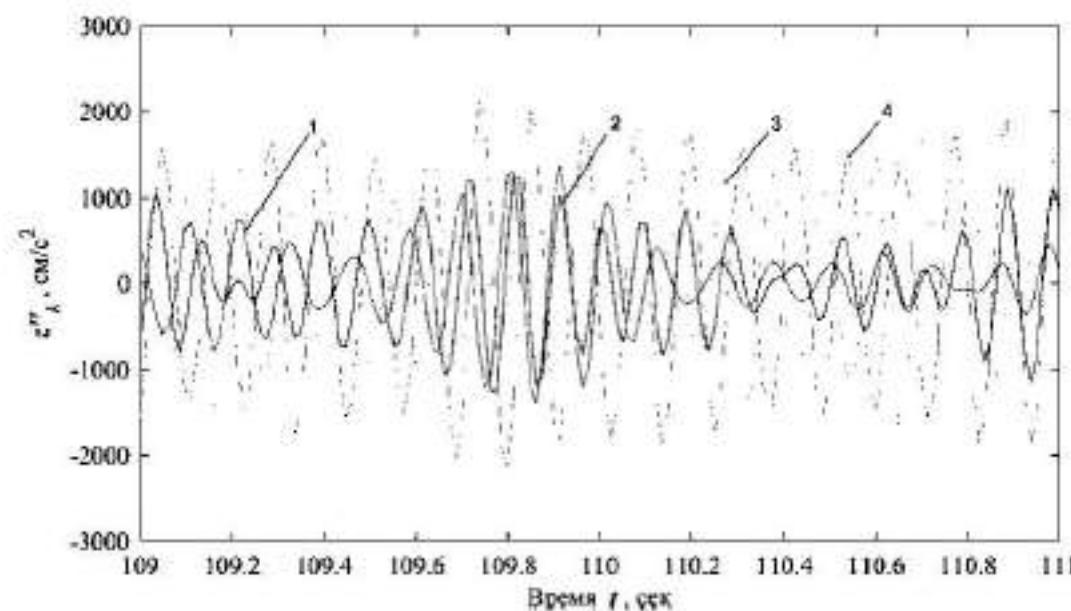


Рисунок 3.26 – Фрагмент осциллограмма линейных ускорений движения узлов второго этажа в вертикальном направлении: 1 – 28 узел; 2 – 31 узел; 3 – 33 узел; 4 – 34 узел

Код	Лист	Номер документа	Подпись	Дата	Лист
					50

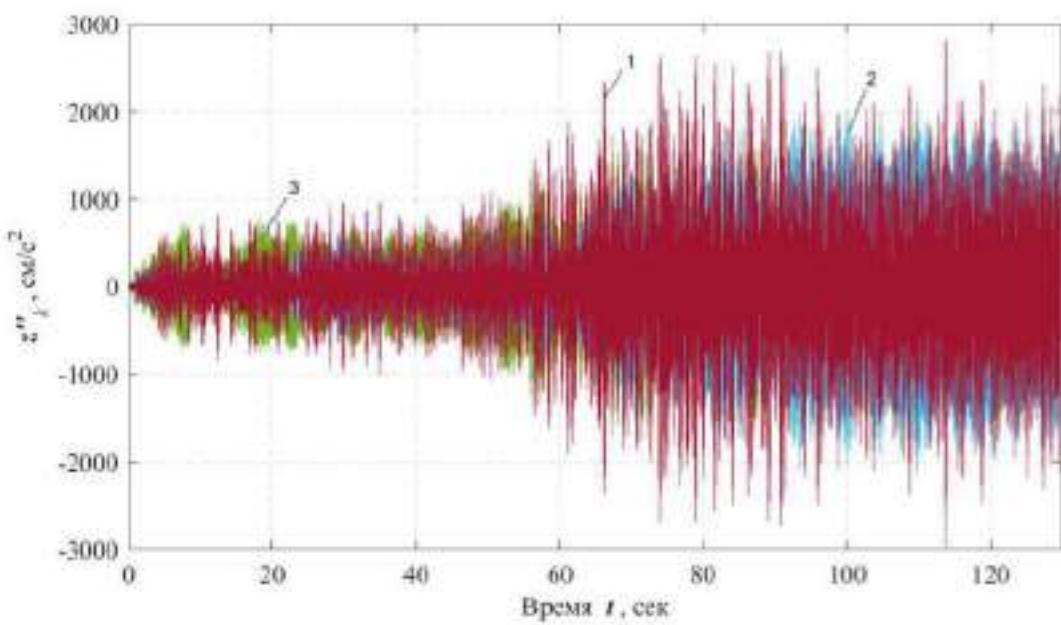


Рисунок 3.29 – Осциллограмма максимальных линейных ускорений движения узлов каркаса в вертикальном направлении: 1 – 1 этаж (14 узел); 2 – 2 этаж (34 узел); 3 – 3 этаж (39 узел)

Для наглядности также изобразим укрупненный фрагмент (рис. 3.30) данной осциллограммы (рис. 3.29) на интервале времени наибольших значений (интервал от 113 до 115 с).

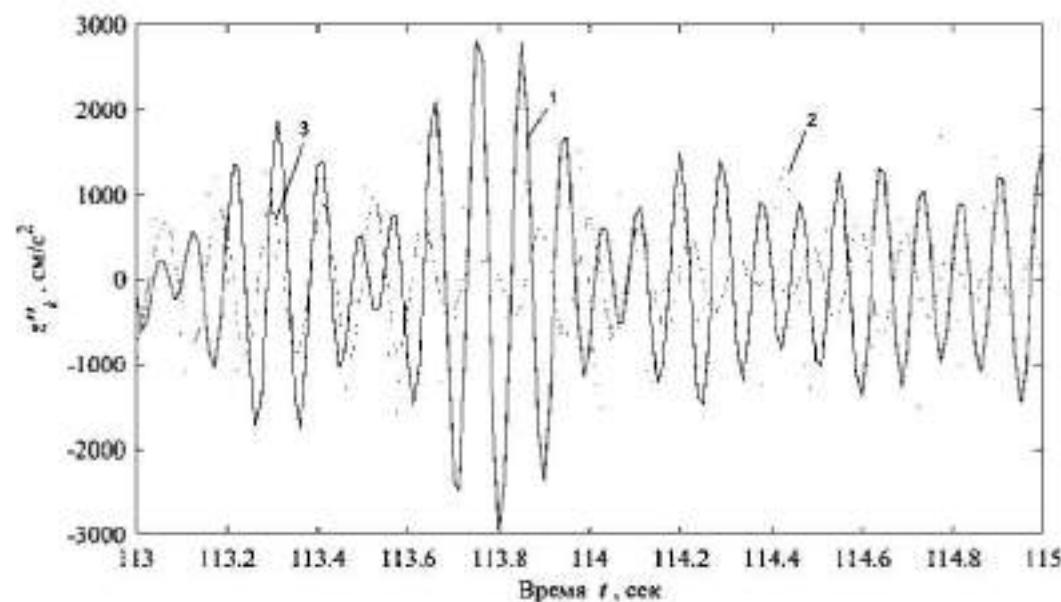


Рисунок 3.30 – Фрагмент осциллограммы максимальных линейных ускорений движения узлов каркаса в вертикальном направлении: 1 – 1 этаж (14 узел); 2 – 2 этаж (34 узел); 3 – 3 этаж (39 узел)

Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата	Лист
					52

Глядя на полученные осциллограммы, можно сказать, что максимальные линейные ускорения движения узлов каркаса в вертикальном направлении возникают на первом этаже (узел 14) и не превышают $3000 \text{ см}/\text{с}^2$.

3.2.4. Осциллограммы восстанавливающих сил

На рис. 3.31 представлена осциллограмма восстанавливающих сил при поступательном вертикальном движении узлов системы от действия сейсмических сил.

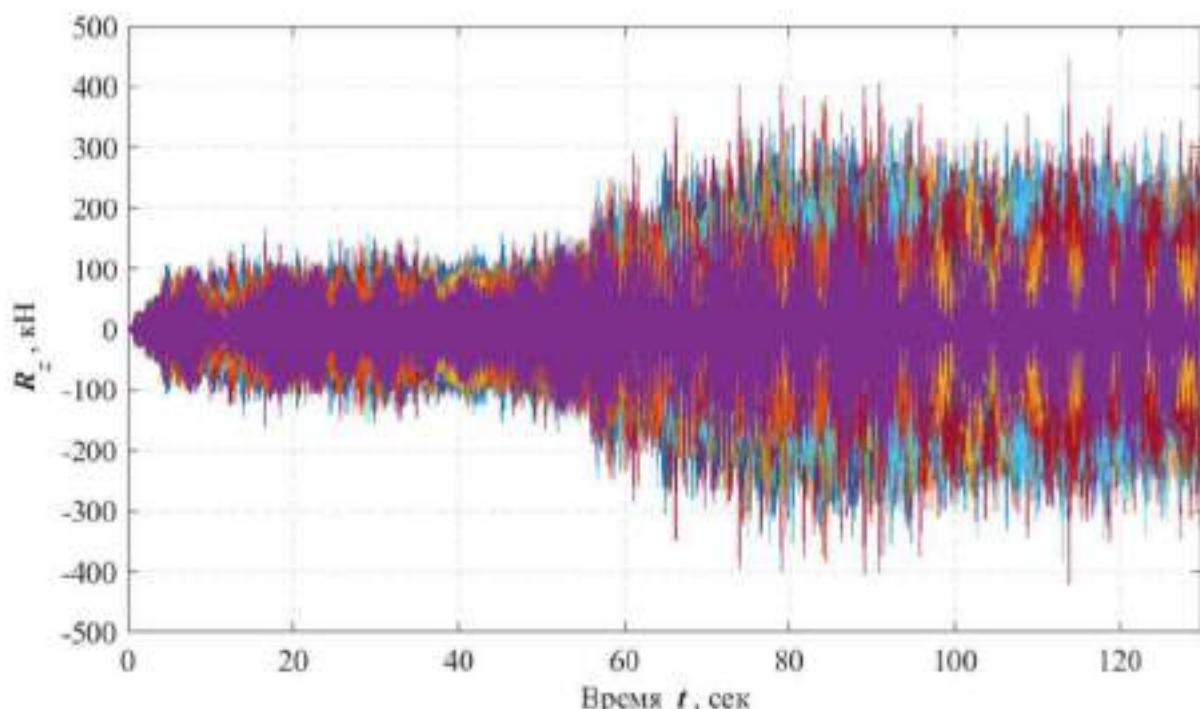


Рисунок 3.31 – Восстанавливающие силы при поступательном вертикальном движении узлов системы

На рис. 3.32, 3.34, 3.36 представлены осциллограммы восстанавливающих сил наиболее значимых узлов каркаса в вертикальном направлении соответственно по первому, второму и третьему этажу. Планы этажей с номерами узлов каркаса находятся во второй главе на рис. 2.4-2.6.

Лист				
53				
Изм.	Лист:	№ документ	Подпись	Дата

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В выпускной квалификационной работе выполнен анализ реакции 3-этажного каркаса здания на сейсмическое воздействие, моделируемое акселерограммой, с помощью аналитического подхода на основе теории временного анализа. Реализация данной задачи осуществлена с помощью ПО «MatLab».

В работе построена расчетная динамическая модель 3-этажного каркаса, позволяющая учитывать деформативность основания, отражающая реальную работу здания под действием сейсмических сил. Определены внешние динамические параметры системы: матрицы масс, жесткости и демпфирования. На основе трехкомпонентной акселлерограммы землетрясения вычислены сейсмические силы, действующие в вертикальной плоскости (вдоль оси Z) на каркас.

Построена программа расчета пространственного каркаса на сейсмическое воздействие в системе MatLab.

Проведен временной анализ, по результатам которого получены осциллограммы кинематических и силовых параметров реакции каркаса. Определены невязки дифференциального уравнения движения дискретной диссипативной системы, не превышающие $5 \cdot 10^{-11}$ кН, что свидетельствует о высокой точности полученных результатов.

Результаты работы опубликованы в материалах VII Международного симпозиума «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений», который будет проходить в г. Новосибирск с 1 по 8 июля 2018 года. Тексты тезисов и статьи представлены в приложении В и Г соответственно.

Лист
ASI-278.08.04.01.2018 ПЗ
65

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах СНиП II-7-81* (актуализированного СНиП II-7-81* "Строительство в сейсмических районах" (СП 14.13330.2011)) (с Изменением N 1) – М.: 2016. – 125 с.
2. ГОСТ 8509-93 Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент – Стандартинформ: 2005 – 10 с.
3. СТО ЮУрГУ 04-2008 Стандарт организации. Курсовое и дипломное проектирование. Общие требования к содержанию и оформлению / составители: Т.И. Парубочная, Н.В. Сырейщикова, В.И. Гузев, Л.В. Винокурова. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2008.
4. Айзенберг, Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. / Я.М. Айзенберг – М.: Стройиздат, 1976. – 229 с.
5. Айзенберг, Я.М. Анализ сейсмического движения системы «железобетонная свая в трубе» при воздействии инструментальной акселерограммы / Я.М. Айзенберг, С. Гаипов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений – 2012. – № 4. – С. 25-28.
6. Айзенберг, Я.М. Совершенствование антисейсмического проектирования и строительства. Обзорно-аналитический доклад. Строительство и архитектура / Я.М. Айзенберг, – ВНИИНТПИ. – М.: 2006. – 111 с.
7. Аки, К. Количественная сейсмология. Т.1. / К. Аки, П. Ричардс – М.: Мир, 1980. – 520 с.
8. Амосов, А.А. Основы теории сейсмостойкости сооружений / А.А. Амосов, С.Б. Синицын. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 134 с.
9. Ананьев, А.И. Простые и комбинированные модели для учета диссиации энергии при колебаниях / А.И. Ананьев // Известия вузов. Строительство. – 1998, № 8. – С. 29–35.
10. Ананьев, А.И. К составлению и решению уравнений движения неконсервативных систем / А.И. Ананьев // Известия вузов. Строительство. – 1999, № 5. – С. 21–27.

Лист				
Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата

АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ

66

11. Андросова, Н.Б. Некоторые предложения к нормированию параметров живучести сооружений / Н.Б. Андросова, Н.В. Клюева, В.И. Колчунов // Вестник отделения строительных наук. – 2011. – Вып. 15. – С. 17–25.
12. Аптикаев, Ф.Ф. Учёт длительности колебаний при инструментальной оценке сейсмической интенсивности – В кн.: Сейсмическая шкала и методы её измерения / Ф.Ф. Аптикаев – М.: Наука, 1975. – С. 234–239.
13. Белаш, Т.А. Сейсмоизоляция зданий и сооружений. Обзорноаналитический доклад. Строительство и архитектура / Белаш Т.А. – ВНИИНПИ, М.: 2005. – 58 с.
14. Бирбраер, А.Н. Расчет конструкции на сейсмостойкость / А.Н. Бирбраер – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.
15. Болотин, В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В.В. Болотин – М.: 1982. – 352 с.
16. Гензерский, Ю.В. ЛИРА-САПР 2011: учебное пособие. / Ю.В. Гензерский, Д.В. Медведенко, О.И. Палиенко, В.П. Титок – К.: Электронное издание, 2011 г., – 396 с.
17. Городецкий, А.С. Некоторые аспекты расчета на сейсмические воздействия в программном комплексе ЛИРА-САПР / А.С. Городецкий. – Киев: Минбуд Украины, 2012 – 9 с.
18. Готина, Д.Н. Проблема прогрессирующего обрушения многоэтажных зданий / Д.Н. Готина, Ю.Г. Ткаченко // Новые идеи нового века: материалы международной научной конференции ФАД ТОГУ – 2012. – Т. 2. – С. 171-177.
19. Гребенюк, Г.И. О расчете диссипативных систем с частотно-независимым внутренним трением / Г.И. Гребенюк, В.И. Ров // Известия вузов. Строительство. – 2002, № 7. – С. 21–27.
20. Дарков, А.В. Строительная механика: учебник для строит. спец. вузов / А.В. Дарков, Н.Н. Шапошников. – 10-е изд., стер. – СПб.: Лань, 2005. – 656 с.
21. Егоров, П.И. Способы защиты зданий каркасного типа от прогрессирующего обрушения / П.И. Егоров, О.Ю. Милевская // Ученые заметки ТОГУ – 2014. – Т. 5. – № 2. – С. 12-20.

Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата	Лист
					ASI-278.08.04.01.2018 ПЗ 67

22. Еремеев, П.Г. Предотвращение лавинообразного (прогрессирующего) обрушения несущих конструкций уникальных большепролетных сооружений при аварийных воздействиях / П.Г. Еремеев // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – № 2. – С. 65–72.
23. Завриев, К.С. Динамическая теория сейсмостойкости / К.С. Завриев – Тбилиси: 1936. – 258 с.
24. Зенин, С.А. Расчет крупнопанельных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения методами предельного равновесия и конечного элемента / С.А. Зенин, Р.Ш. Шарипов, О.В. Кудинов, Г.И. Шапиро, А.А. Гасанов // Academia. Архитектура и строительство – 2016. – № 4. – С. 109-113.
25. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике / О. Зенкевич – М., 1975, 541 с.
26. Икрин, В.А. Сопротивление материалов с элементами теории упругости и пластичности / В.А. Икрин – М.: АСВ, 2004. – 424 с.
27. Ицков, И.Е. Методика формирования набора акселерограмм, предназначенного для применения в прямых динамических расчетах зданий и сооружений / И.Е. Ицков // Сейсмостойкое строительство. – 1999, №5. – С. 9–13.
28. Казина, Г.А. Современные методы сейсмозащиты зданий и сооружений / Г.А. Казина, Л.Ш. Килимник. - Обзор. М. :ВНИИИС, 1987. - 65с.
29. Кафи, Т.К. Собственные и вынужденные колебания динамических систем с «линейным гистерезисным демпфированием» (нелинейная теория) / Т.К. Кафи, А. Виджаярахаван // Периодический сб. переводов иностр. статей: Механика, № 5, Вып. 129. – М.: Мир, 1971. – С. 33–52.
30. Килимник, Л.Ш. К разработке методики оценки предельных состояний многоэтажных каркасных зданий при сейсмических воздействиях / Л.Ш. Килимник // Тр. Центр. науч.-исслед. ин-та строит. конструкций им. В.А. Кучеренко. – 1975, вып. 44.– С. 66-82.
31. Киселев, В.А. Строительная механика: Специальный курс. Динамика и устойчивость сооружений / В.А. Киселев – М.: Стройиздат, 1980. – 616 с.

Лист						
Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата		
					ACI-278.08.04.01.2018 ПЗ	68

32. Клаф, Р. Динамика сооружений / Р. Клаф, Дж. Пензиен – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.
33. Кореньков, П.А. Построение расчетной модели с учетом нелинейных свойств материала при анализе опасности прогрессирующего обрушения железобетонных каркасов / П.А. Кореньков // Строительство и техногенная безопасность – 2013. – № 45. – С. 28-33.
34. Король, Е.А. Защита стальных каркасных несущих систем многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения / Е.А. Король, Д.В. Прилагов // Научное обозрение–2015. – № 6. – С. 54-60.
35. Корчинский, И.Л. Сейсмостойкое строительство зданий / И.Л. Корчинский – М.: Высшая школа, 1971. – 320 с.
36. Кранцфельд, Я.Л. О защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения / Я.Л. Кранцфельд // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений – 2012. – № 6. – С. 41-44.
37. Кренделл, С. Роль демпфирования в теории колебаний / С. Кренделл // Период. сб. переводов иностр. статей: Механика, № 5, Вып. 129.– М.: Мир, 1971.– С. 3–22.
38. Кусаинов, А.А. О моделях пропорционального и неоднородного демпфирования / А.А. Кусаинов // Страйт. механика и расчет сооружений. – 1987, № 2. – С. 73–75.
39. Кучухидзе, З.А. Результаты использования трехкомпонентной акселерограммы землетрясения при расчете зданий / З.А. Кучухидзе // Строительство и архитектура, Сер. 14, Вып. 4, 1980.
40. Лазовский, Д.Н. Расчет на прогрессирующее обрушение большепролетных металлических конструкций покрытий / Д.Н. Лазовский, А.В. Поправко, Т.М. Пецольд, В.Ю. Журавский // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F: Прикладные науки. Строительство – 2007. – № 6. – С. 29-35.
41. Луптаков, Р.И. Анализ сопротивления пространственной стержневой системы покрытия прогрессирующему обрушению / Р.И. Луптаков // В сборнике:

Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата	Лист
	69				ACI-278.08.04.01.2018 ПЗ

Окончание приложения Г

- [25] Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов / К. Бате, Е. Вилсон. – М.: Стройиздат, 1982. – 447 с.
- [26] Bezdelev V.V. Numerical Simulation of the Dynamic Stress-strain State of Buildings under Seismic Actions in Order to Optimize Parameters of Damping Devices [Chislennoe modelirovaniye dinamicheskogo napryazheno-deformirovannogo sostoyaniya zdaniy pri seismicheskikh vozdeystviyah s tselyu optimizatsii parametrov dempifiruyushchikh ustroystv]. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, no. 2, vol. 4 (2008): 24–25.
- [27] Болотин, В.В. Моделирование динамических процессов в элементах строительных конструкций при землетрясениях / В.В. Болотин, В.П. Радин // Известия вузов. Строительство, 1999. – №5. – с. 17-21.
- [28] Джинчевелашвили, Г.А. Нелинейные динамические методы расчёта зданий и сооружений с заданной обеспеченностью сейсмостойкости : Дис. ... докт. техн. наук : Специальность 05.23.17 – Строительная механика / Г.А. Джинчевелашвили; МГСУ. – Москва, 2015. – 426 с.
- [29] Дроздов, В.В. Учет нестационарного характера сейсмической нагрузки при расчете сооружений на сейсмостойкость / В.В. Дроздов, В.А. Пшеничкина, С.И. Евтушенко // Интернет-вестник ВолГАСУ. Серия: Полиматематическая, 2013. Вып.2(27). www.vestnik.vgasu.ru, с. 9.
- [30] Завриев, К.С. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений / К.С. Завриев, А.Г. Назаров, Я.М. Айзенберг. – М.: Стройиздат, 1970. – 224 с.
- [31] Clough Ray W., Penzien Joseph. Dynamics of Structures (Third Edition). – Computers & Structures, Inc. 1995 University Ave., Berkeley, CA 94704, USA. – 752 p.
- [32] Кусанинов, А.А. Проектирование сейсмостойких конструкций с комплектными системами сухого строительства. Учебное пособие / А.А. Кусанинов, В.А. Ильичев, А.К. Ботабеков, Ф.-О. Хенкель, М. Шальк, Д. Холь. – М.: Издательство АСВ, 2013. – 272 с.
- [33] Мкртычев, О.В. Расчет конструкций на сейсмические воздействия с использованием синтезированных акселерограмм / О.В. Мкртычев, Р.В. Юрьев // Промышленное и гражданское строительство, 2010 – №6. – с. 52-54.
- [34] Назаров, Ю.П. Аналитические основы расчёта сооружений на сейсмические воздействия / Ю.П. Назаров. – М.: Наука, 2010. – 486 с.
- [35] Николасенко Н.А. Динамика и сейсмостойкость сооружений / Н.А. Николасенко, Ю.П. Назаров. – М.: Стройиздат, 1988. – 312 с.
- [36] Ньюмарк, Н.М. Основы сейсмостойкого строительства / Н.М. Ньюмарк, Э. Розенблюэт. – М.: Стройиздат, 1980. – 344 с.
- [37] Potapov A.N. Dynamical Analysis of Discrete Dissipative Systems under Nonstationary Loadings [Dinamicheskiy analiz diskretnyh dissipativnyh system pri nestacionarnyh vozdeistviyah]. Chelyabinsk, SUSU Publ., 2003. 167 p.
- [38] Саркисов, Д.Ю. Сейсмостойкость зданий и сооружений. Курс лекций / Д.Ю. Саркисов. – Томск: Издательство ТГАСУ, 2015. – 156 с.
- [39] СП 14.1330.2014. Строительство в сейсмических районах. СНиП II-7-81*. – М., 2014. – 131 с.
- [40] Тяпин, А.Г. Расчет сооружений на сейсмические воздействия с учетом взаимодействия с грунтовым основанием. Монография / А.Г. Тяпин. – Москва: АСВ, 2013. – 399 с.
- [41] Chopra Anil K. Elastic response spectrum: a historical note / Earthquake Engineering and Structural Dynamics 36, 2007, p. 3-12.
- [42] Datta T. K. Seismic Analysis of Structures, John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd. 2010. – p. 464.
- [43] Hisada T., Izumi M., Hirosawa M. Structural response of tall building to earthquake shocks / Proc. on International Seminar on Earthquake Engineering, UNESCO, Skopje, 1964. – p. 63–68.
- [44] Pinto P.E., Giannini R., Franchin P. SEISMIC RELIABILITY ANALYSIS OF STRUCTURES // IUSS Press, Pavia, Italy, 2004. – p.370.

Лист	АСИ-278.08.04.01.2018 ПЗ				
	Код	Лист	№ документ	Подпись	Дата
					99