

**ВИБРОДИНАМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ  
ФРАГМЕНТА ДВУХЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ДОМА,  
ВОЗВЕДЕННОГО С ПРИМЕНЕНИЕМ  
ТРЕХСЛОЙНЫХ ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНЫХ БЛОКОВ  
С ТЕПЛОИЗОЛЯЦИЕЙ ИЗ ПЕНОПОЛИСТИРОЛА**

---

***ОТЧЕТ***

***О НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОЙ РАБОТЕ***

**Алматы  
2006**


МИНИСТЕРСТВО ИНДУСТРИИ И ТОРГОВЛИ  
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО  
ХОЗЯЙСТВА

КАЗАХСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ СЕЙСМОСТОЙКОГО  
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ  
(КАЗНИИССА)

**УТВЕРЖДАЮ**

Директор КазНИИССА

 М. У. Ашимбаев

10 июля 2006 г.

**ОТЧЕТ  
О НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОЙ РАБОТЕ**

**«ВИБРОДИНАМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ФРАГМЕНТА ДВУХЭТАЖНОГО  
ЖИЛОГО ДОМА, ВОЗВЕДЕННОГО С ПРИМЕНЕНИЕМ ТРЕХСЛОЙНЫХ  
ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНЫХ БЛОКОВ С ТЕПЛОИЗОЛЯЦИЕЙ ИЗ  
ПЕНОПОЛИСТИРОЛА»**

Зав. лабораторией,  
руководитель темы,  
канд. техн. наук

 И.Е. Ицков

Алматы  
2006

---

## СОДЕРЖАНИЕ

---

СОДЕРЖАНИЕ.....	2
СПИСОК ИСПОЛНИТЕЛЕЙ.....	3
1. ВВЕДЕНИЕ.....	4
2. КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ОБЪЕКТА ИСПЫТАНИЙ.....	7
3. РАСЧЕТНЫЕ СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ, ПРИНЯТЫЕ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ФРАГМЕНТА ЗДАНИЯ.....	12
4. СПОСОБ СОЗДАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА ОБЪЕКТ ИСПЫТАНИЙ. МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ И РЕГИСТРИРУЮЩАЯ АППАРАТУРА.....	16
5. ДИНАМИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ И ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ОБЪЕКТА В ПРОЦЕССЕ ИСПЫТАНИЙ.....	21
6. ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ОБЪЕКТА ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ЕГО РАСЧЕТОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫХ ЗАПИСЕЙ УСКОРЕНИЙ ОСНОВАНИЯ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ.....	31
6. АНАЛИЗ ДАННЫХ, ПОЛУЧЕННЫХ ПРИ ВИБРОДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЯХ ФРАГМЕНТА ЗДАНИЯ.....	34
ВЫВОДЫ.....	38

---

## СПИСОК ИСПОЛНИТЕЛЕЙ

---

**Руководитель темы:**

Зав. лабораторией сейсмостойкости зданий повышенной этажности, канд. техн. наук

**И. Ицков**

Подготовка и проведение испытаний. Обработка инструментальных данных. Анализ полученных результатов. Составление отчета.

**Исполнители**

Зав сектором

**П. Ли**

Подготовка и проведение испытаний.

Зав сектором

**А. Лопухов**

Подготовка и проведение испытаний. Оформление отчета.

Зав. лабораторией

**В. Даугавет**

Участие в проведении испытаний.

Инженер

**А. Девятков**

Участие в проведении испытаний.

Инженер

**С. Лопухов**

Участие в проведении испытаний. Анализ полученных результатов. Расчеты зданий. Оформление отчета.

Инженер

**Ж. Омаров**

Участие в проведении испытаний. Расчеты экспериментального объекта.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Казахстанской компанией «Madison Group» в 2005 г. был начат выпуск трехслойных цементно-песчаных блоков с теплоизолирующим слоем из пенополистирола.

Трехслойные блоки, изготавливаемые компанией «Madison Group», предназначены для устройства наружных несущих стен зданий и представляют собой жесткие элементы, объединяющие в себе функции оставляемой опалубки, утеплителя, а также основания для нанесения отделочных слоев.

Трехслойные блоки изготавливаются на автоматизированной линии финского производства. По этой причине они получили условное наименование «FINNBLOCKS» (финблоки).

Общий вид рядовых и угловых трехслойных блоков показан на рис. 1.1.

Бетонные части трехслойных блоков формируются методом вибропрессования из бетона М-200. Толщина вкладышей из пенополистирола (рис. 1.2) достигает 125 мм.

Геометрические размеры рядовых блоков составляют 600(L)х350(t)х200(h) мм, а угловых – 550(L)х350(t)х200(h) (рис. 1.3); вес – 29 кг/шт.

Теплоизолирующая способность стен из финблоков толщиной 350 мм аналогична теплоизолирующей способности кирпичной стены толщиной примерно 1 м.

Строительство зданий и сооружений со стенами из трехслойных блоков рассматриваемого типа получило довольно широкое распространение в Финляндии, Норвегии, Дании, Швеции, Канаде, а также в Объединенных Арабских Эмиратах.

Несущая способность кладки стен из трехслойных блоков, обычно, обеспечивается размещением в пустотах блоков вертикальной и горизонтальной арматуры и последующим заполнением всех пустот монолитным бетоном.

Несущие стены из трехслойных блоков, после заполнения всех их пустот монолит-



Рис. 1.1

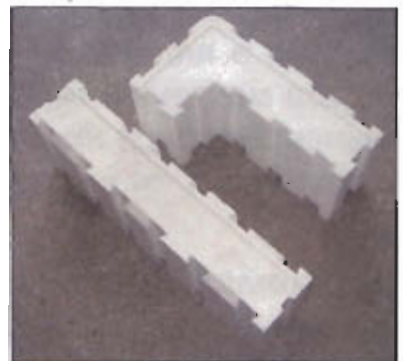


Рис. 1.2

ным бетоном, можно классифицировать как сборно-монолитные конструкции, занимающие по своим конструктивно-технологическим признакам некоторое промежуточное положение между несущими стенами комплексной конструкции (выполненными в виде кладки, усиленной железобетонными включениями) и монолитными железобетонными стенами.

К недостаткам подобных сборно-монолитных конструкций следует отнести:

- недоступность монолитных железобетонных включений для свободного визуального осмотра и оперативной проверки качества бетонирования;
- наличие в вертикальных железобетонных включениях многочисленных горизонтальных технологических швов, образующихся из-за укладки бетона слоями относительно небольшой высоты; высота каждого слоя бетонирования (если не применяется специальное оборудование и пластифицированные бетоны) не более трех рядов блоков.

Положения, регламентирующие допустимую высоту и правила проектирования сейсмостойких зданий с несущими стенами из трехслойных цементно-песчаных блоков с теплоизолирующим слоем из пенополистирола, в действующих нормативных документах Республики Казахстан и других стран СНГ специальным образом не оговариваются.

В соответствии с положениями ранее действовавших норм СНиП РК 2.03-04-2001 «Строительство в сейсмических районах» (редакция 1998 г.) и ныне действующих норм СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах» (редакция 2006 г.), здания с недостаточно изученной способностью сопротивляться сейсмическим воздействиям следует рассматривать как здания с новыми конструктивными решениями. До массового внедрения в строительство такие здания должны пройти экспериментальную проверку.

**Основная цель выполненной научно-исследовательской работы** – экспериментальная оценка возможности возведения на площадках сейсмичностью 9-10 баллов двухэтажных и трехэтажных жилых зданий с несущими стенами из трехслойных цементно-песчаных блоков, изготавливаемых компанией «Madison Group».

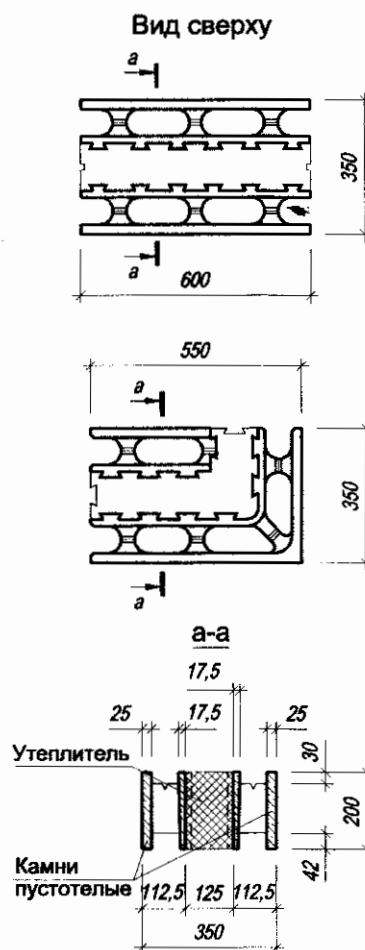


Рис. 1.3

---

***В основные задачи проведенных экспериментальных исследований входили:***

- изучение особенностей поведения фрагмента здания с несущими стенами из трехслойных цементно-песчаных блоков при нагрузках типа сейсмических;
- разработка методики расчета и проектирования зданий с несущими стенами из трехслойных цементно-песчаных блоков в сейсмических районах.

Подготовка к проведению испытаний проводилась в период с 15 по 22 августа 2006 г., а испытания – в период с 23 по 26 августа 2006 г.

## 2. КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ОБЪЕКТА ИСПЫТАНИЙ

Для проведения экспериментальных исследований компанией «Madison Group» был построен фрагмент двухэтажного жилого дома с несущими стенами из трехслойных цементно-песчаных блоков.

Конструктивные решения объекта испытаний были разработаны специалистами РГП «КазНИИССА». При проектировании объекта испытаний было принято, что площадка строительства расположена в районе сейсмичностью 10 баллов, имеет I (первую) категория грунтов по сейсмическим свойствам и сейсмичность 10 баллов.

Общие виды объекта испытаний в процессе строительства и после его завершения показаны на рис. 2.1 и 2.2 соответственно.



Рис. 2.1



Рис. 2.2



В конструктивном отношении объект испытаний представлял собой пространственную перекрестную стеновую систему.

Принципиальные конструктивно-планировочные решения объекта испытаний показаны на рис. 2.3.

Проектный класс бетона, заполнявшего пустоты в кладке стен, В15. Фактическая кубиковая прочность этого бетона к моменту испытаний была близка к проектной и находилась в пределах 180...200 кг/см<sup>2</sup>.

Проектная прочность цементно-песчаного смеси, из которой изготовлялись блоки, М200.

Стены фрагмента здания были объединены для совместной работы монолитными железобетонными плитами перекрытий. Толщина плиты перекрытия над первым этажом составляла 16 см, а над вторым – 25 см. Проектный класс бетона междуэтажных перекрытий – В15.

Фундаменты объекта испытаний были запроектированы в виде перекрестных монолитных железобетонных лент толщиной 50 см. Проектный класс бетона лент фундамента и стен подвала – В12,5.

Наиболее характерные детали конструктивных решений фрагмента и армирования его элементов показаны на рис. 2.4-2.6.

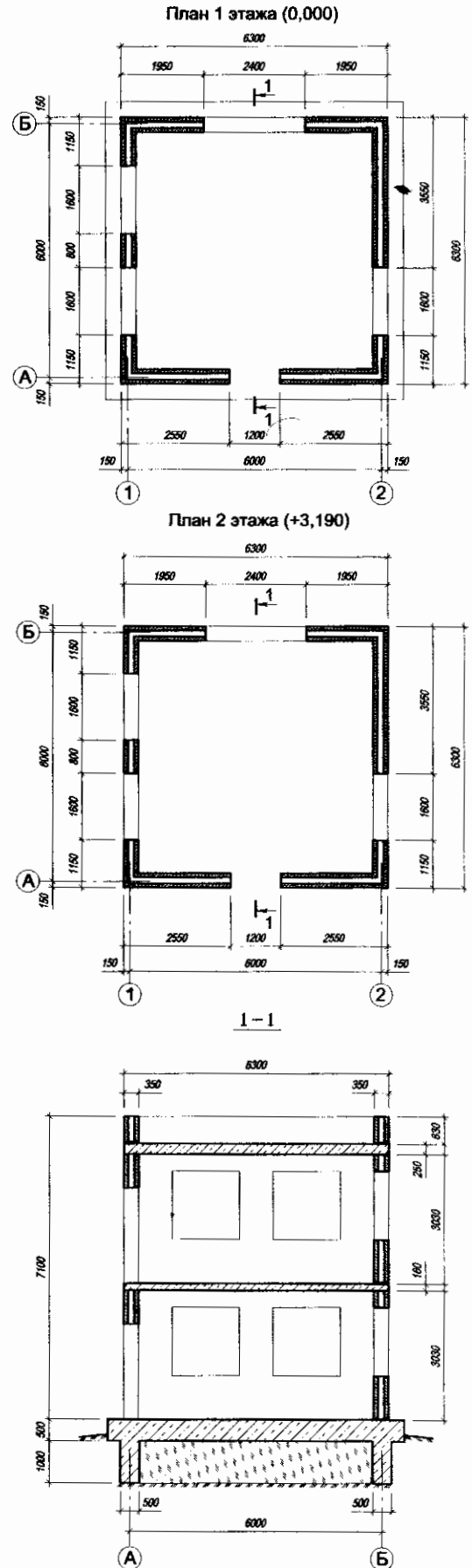


Рис. 2.3

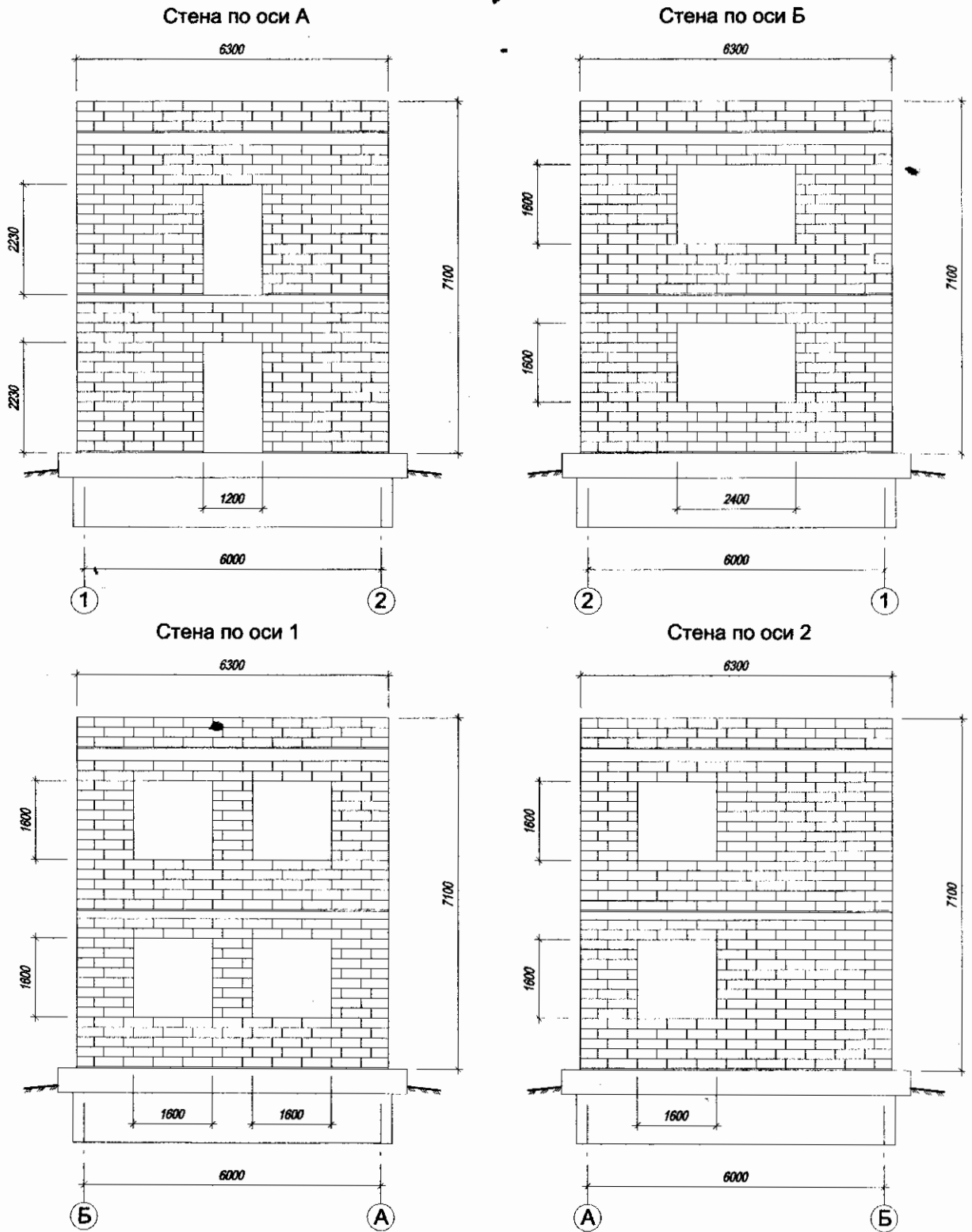


Рис. 2.4

Принципиальная схема армирования кладки

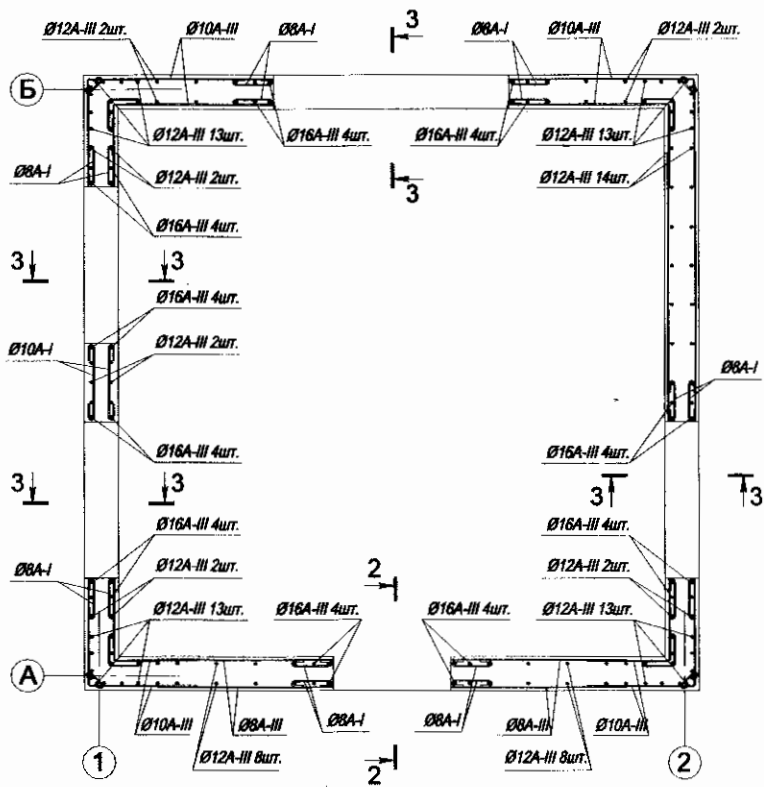
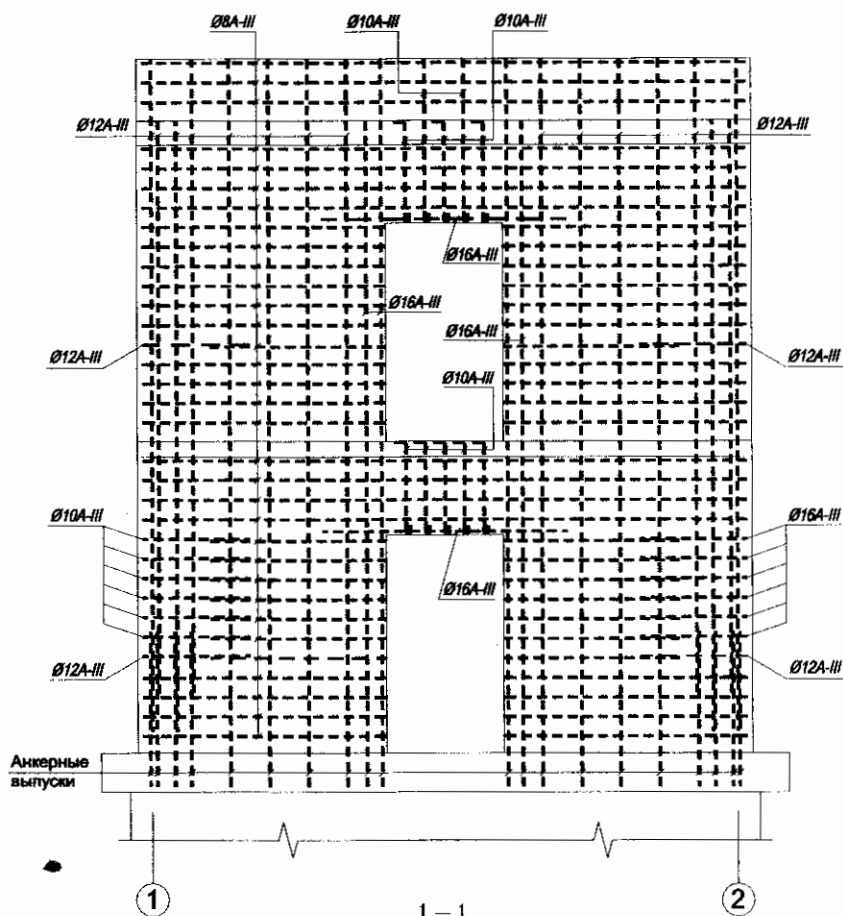


Рис. 2.5

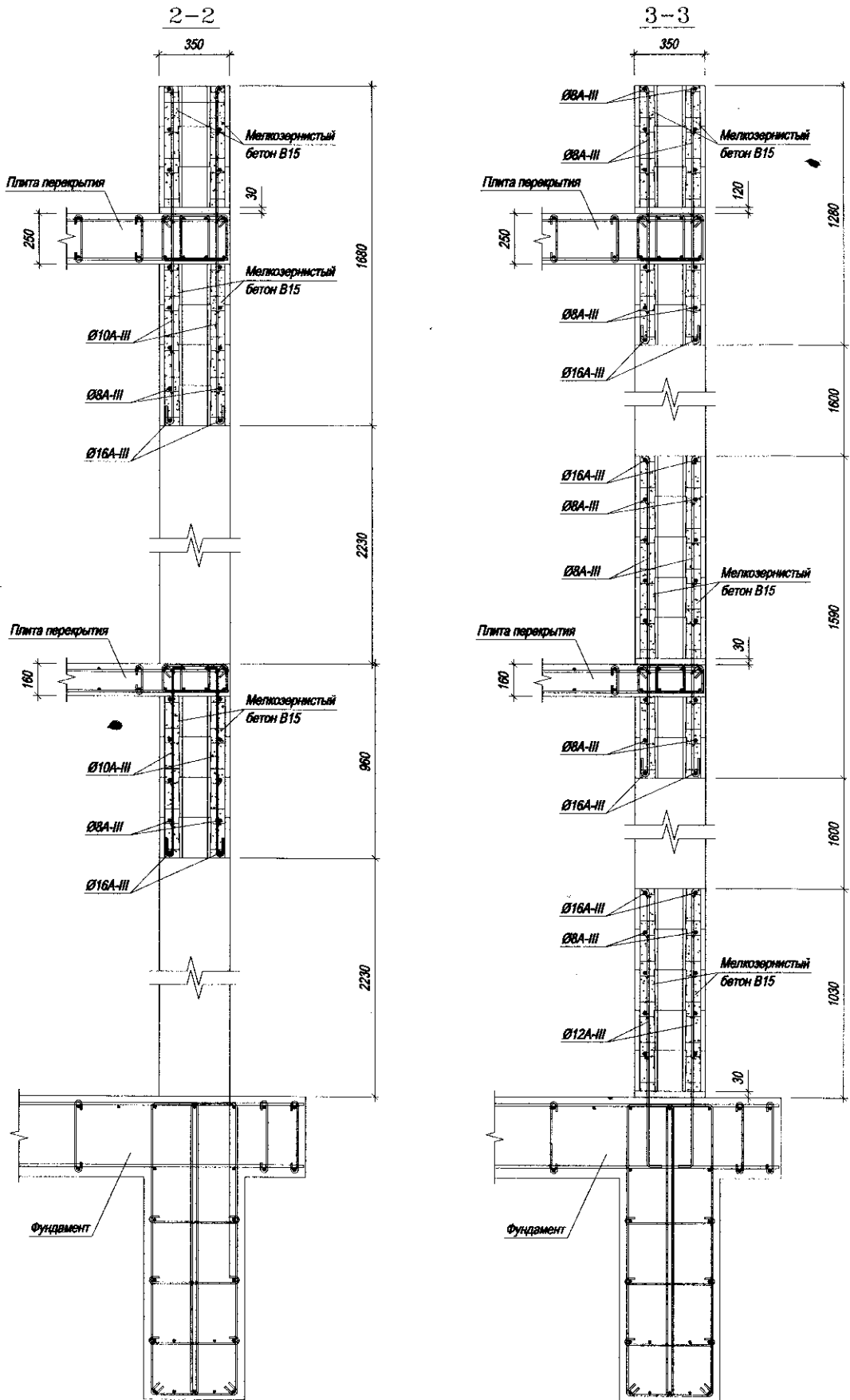


Рис. 2.6

### 3. РАСЧЕТНЫЕ СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ, ПРИНЯТЫЕ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ФРАГМЕНТА ЗДАНИЯ

Конструктивные решения фрагмента здания с несущими стенами из трехслойных цементно-песчаных блоков монолитного железобетона основывались на результатах расчетов, проведенных специалистами РГП «КазНИИССА». Расчет конструкций экспериментального объекта на основное и особое сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий был осуществлен с помощью программного комплекса «STARK ES. Версия 3.0», реализующего метод конечных элементов.

Расчетная модель фрагмента была представлена в виде пространственной многомассовой динамической системы. Общие виды расчетной модели здания показаны на рис. 3.1.

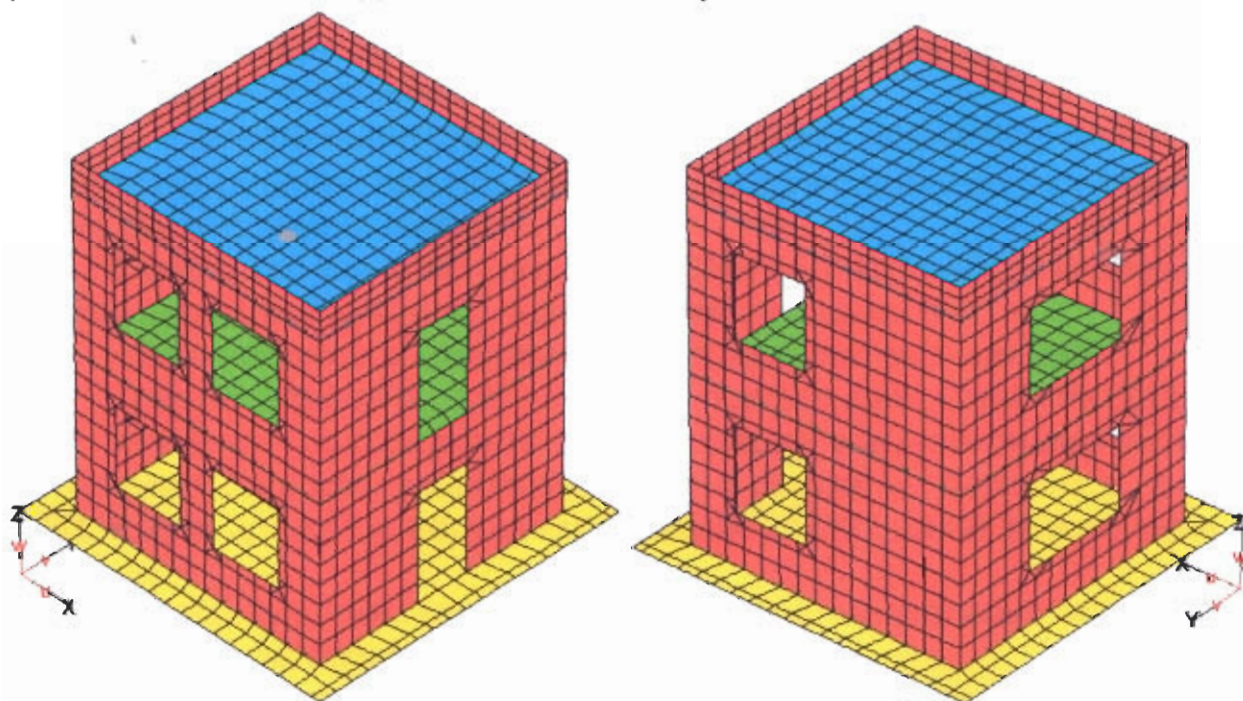


Рис. 3.1

Стены в конечно-элементной расчетной модели рассматривались как сплошные и однородные. Толщина железобетонных стен была принята равной 24 см.

Расчетные сейсмические нагрузки на рассматриваемый объект определялись в соответствии с указаниями пункта 3.15 СНиП РК 2.03-04-2001 по формуле:

$$S_{ik} = K_1 K_2 K_3 S_{0ik}, \quad (3.1)$$

где  $K_1$  – коэффициент, учитывающий ответственность здания;

$K_2$  – коэффициент редукции, учитывающий конструктивные решения здания;

$K_3$  – коэффициент, учитывающий высоту здания;

$S_{0ik}$  – значение сейсмической нагрузки для  $i$ -го тона собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле:

$$S_{0ik} = Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{ik}, \quad (3.2)$$

где  $Q_k$  – вес здания или сооружения, отнесенный к точке  $k$ ;

$A$  – коэффициент, значение которого для площадки, расположенной в районе сейсмичностью 10 баллов и сложенной грунтами категории I по сейсмическим свойствам, принято равным 0,8 (табл. 5.5 и 5.6 СНиП РК 2.03-30-2006);

$\beta_i$  – коэффициент динамичности, соответствующий  $i$ -му тону собственных колебаний здания или сооружения; принят согласно п. 5.12 СНиП РК 2.03-30-2006;

$K_\psi$  – коэффициент, учитывающий способность здания к рассеиванию энергии колебаний;

$\eta_{ik}$  – коэффициент, зависящий от формы деформирования здания или сооружения при его собственных колебаниях по  $i$ -му тону и от места расположения нагрузки.

В соответствии с положениями СНиП РК 2.03-30-2006 значения коэффициентов  $K_1$ ,  $K_3$  и  $K_\psi$  были приняты равными 1,0.

*Значение коэффициента  $K_2$  было принято равным 0,4.*

Следует отметить, что согласно положениям СНиП РК 2.03-30-2006 значение коэффициента  $K_2$  для зданий с монолитными железобетонными стенами, расположенными с шагом не более 6 м, равно 0,20, а для зданий с несущими стенами комплексной конструкции – 0,30.

Предполагалось, что принятое в расчетах значение коэффициента  $K_2=0,4$  компенсировало:

- отсутствие экспериментальных данных о действительной работе несущих стен из трехслойных блоков при сейсмических нагрузках;
- принятое в расчетах допущение о сплошности и однородности стен;
- некоторые отступления от обязательных нормативных конструктивно-технологических требований, допущенные при проектировании стен.

Расчеты здания выполнялись с учетом податливости основания и пространственного характера внешнего сейсмического воздействия.

Сейсмическое воздействие на здание, было задано трехкомпонентным. Две компоненты (составляющие) характеризовали горизонтальные поступательные движения основания в ортогональных направлениях. Третья компонента - движения основания в вертикальном направлении.

Составляющие сейсмического воздействия были приняты действующими одновременно.

Расчетные значения поперечной и продольной сил, изгибающих моментов, нормальных и касательных напряжений  $N_r$  в конструкциях, вызванные одновременным действием разных составляющих расчетного сейсмического воздействия, определялись по формуле:

$$\sqrt{\sum_{i=1}^n N_{rix}^2 + \sum_{i=1}^n N_{riy}^2 + \sum_{i=1}^n N_{riz}^2} \quad (3.3)$$

Согласно результатам расчетов, значения периодов собственных колебаний здания составляют:

- по первой поступательной форме в направлении оси X – 0,086 сек;
- по первой поступательной форме в направлении оси Y – 0,083 сек;
- по первой поступательной форме в направлении оси Z – 0,050 сек;
- по первой крутильной форме в плане – 0,034 сек.

Первые поступательные формы собственных колебаний фрагмента здания в поперечном и продольном направлениях показаны на рис. 3.2 и рис. 3.3 соответственно. Первая поступательная форма колебаний здания в вертикальном направлении и первая крутильная форма колебаний здания показаны на рис. 3.4 и рис. 3.5 соответственно.

Общие суммарные расчетные значения горизонтальных сейсмических нагрузок на фрагмент здания составили:

- по первой поступательной форме в направлении оси X – 71,9 тс;
- по первой поступательной форме в направлении оси Y – 71,3 тс.



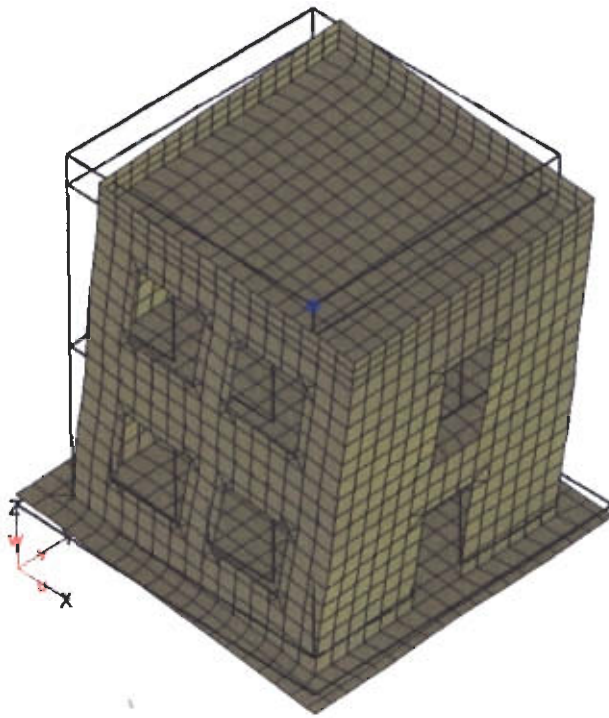


Рис. 3.2

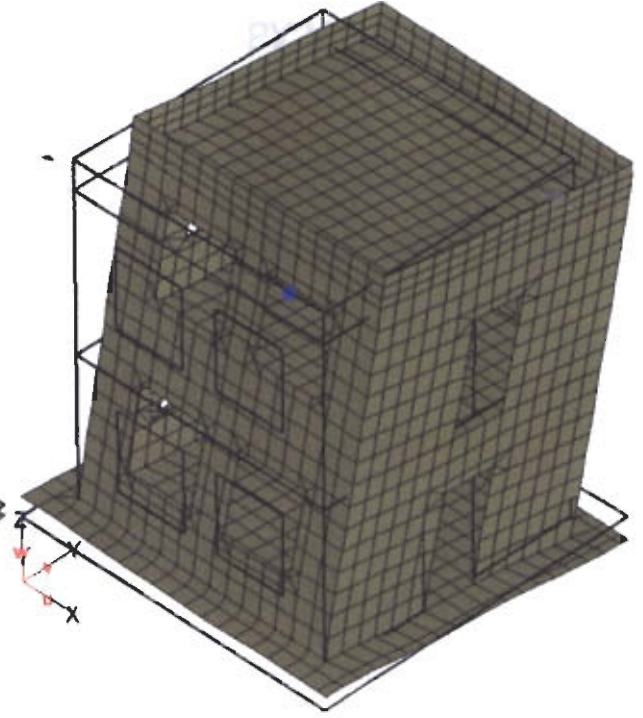


Рис. 3.3

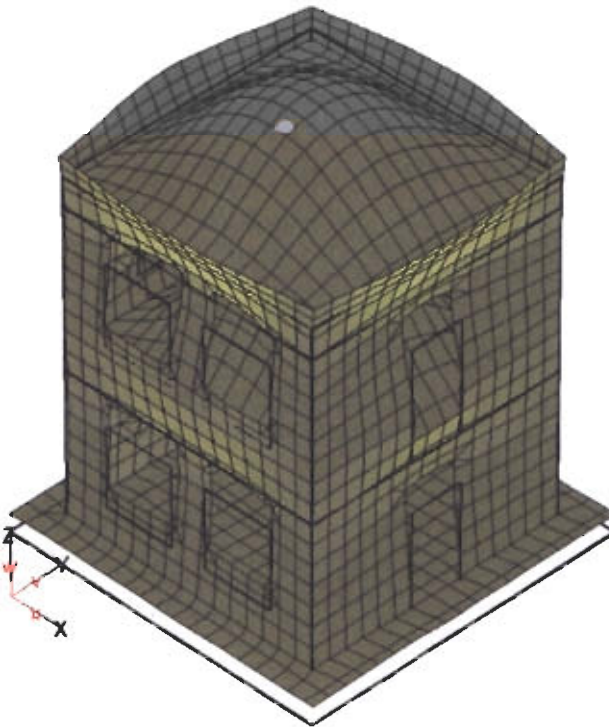


Рис. 3.4

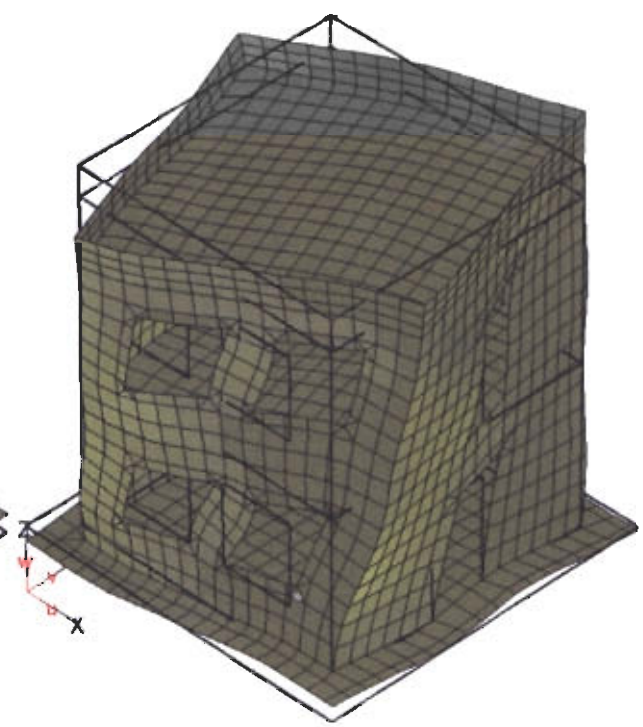


Рис. 3.5



#### 4. СПОСОБ СОЗДАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА ОБЪЕКТ ИСПЫТАНИЙ. МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ И РЕГИСТРИРУЮЩАЯ АППАРАТУРА

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 наиболее объективную информацию об эффективности принятых конструктивных решений зданий или их отдельных элементов, не прошедших ранее проверку в условиях реальных землетрясений, а также о достоверности расчетных моделей, применяемых для обоснования сейсмостойкости конструктивных систем.

В выполненных экспериментальных исследованиях динамические нагрузки на исследуемый объект создавались с помощью вибромашины инерционного действия типа В-2.

Комплект силового оборудования для вибрационных испытаний экспериментального объекта включал в себя:

- двигатель постоянного тока мощностью 120 кВт;
- четыре двухвальных вибратора с горизонтальными осями вращения рычагов-дебалансов;
- доборные грузы-дебалансы, навешиваемые при необходимости на рычаги вибраторов;
- пульт управления, позволяющий плавно регулировать частоту вращения вала двигателя.

При испытаниях двигатель и вибраторы были жестко закреплены к горизонтальной стальной раме, расположенной в уровне перекрытия над 2-м этажом здания. Стальная рама, в свою очередь, была жестко закреплена к этому перекрытию и замоноличена.

Схема расположения вибромашины на перекрытии здания показана на рис. 4.1.

Из рис. 4.1 видно, что равнодействующая сил, создаваемых вибромашиной, была направлена под углом к главным осям инерции здания. Такая схема установки вибромашины позволяла возбуждать одновременные колебания здания в направлениях его двух главных ортогональных осей инерции и, отчасти, моделировать пространственный характер сейсмического воздействия, принятый в расчете.

Общий вид вибромашины, закрепленной к перекрытию, показан на рис.4.2.

План покрытия (+6,470)  
 Схема установки вибромашины

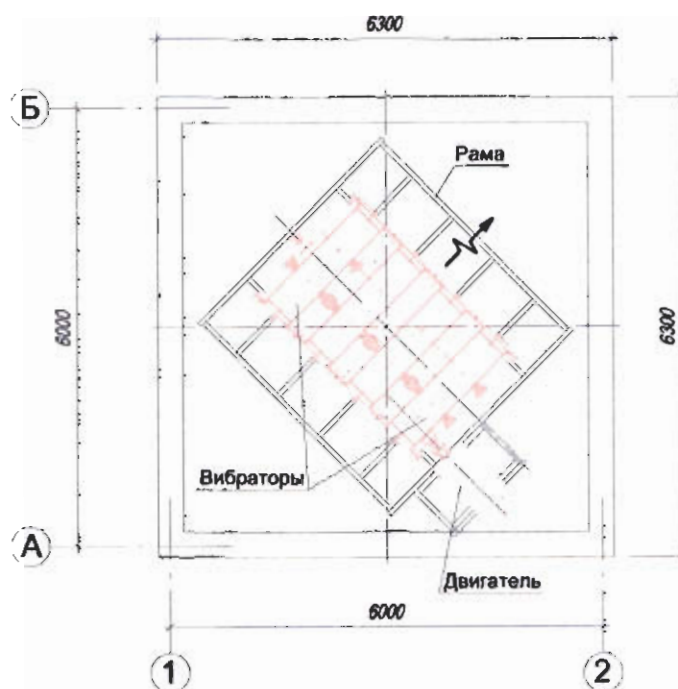


Рис. 4.1



Рис. 4.2

Перед началом вибрационных испытаний были выполнены записи микросейсмических колебаний экспериментального объекта, возбужденные ударами груза по перекрытию над 4 этажом.

Вибрационные испытания включали в себя 7 этапов, описанных в табл. 4.1.

Каждый этап испытаний заключался в двукратном плавном прохождении через резонансы: вначале - путем увеличения частоты вращения дебалансов ("прямой резонанс"), а затем - уменьшения частоты вращения дебалансов ("обратный резонанс").

Таблица 4.1

Номер этапа испытаний	Количество заблокированных вибраторов	Количество грузов-дебалансов на каждом вибраторе
I	1	0
II	4	0
III	4	0
IV	4	0
V	4	12
VI	4	12
VII	4	12

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

Регистрация инструментальных данных осуществлялись с помощью специального программно-аппаратного комплекса, разработанного по техническому заданию специалистов института КазНИИС-СА. Общий вид программно-аппаратного комплекса и датчики, закрепленные на конструкциях здания, показаны на рис. 4.3.



Рис. 4.3

Аппаратная часть комплекса состоит из блока ввода аналоговых сигналов с устройством для аналого-цифрового преобразования, к которому подключается блок регистрации и обработки сигналов на базе ПЭВМ.

Схема расстановки акселерометров на экспериментальном объекте показана на рис. 4.4.

Схема расположения сейсмодатчиков  
(основной комплект)

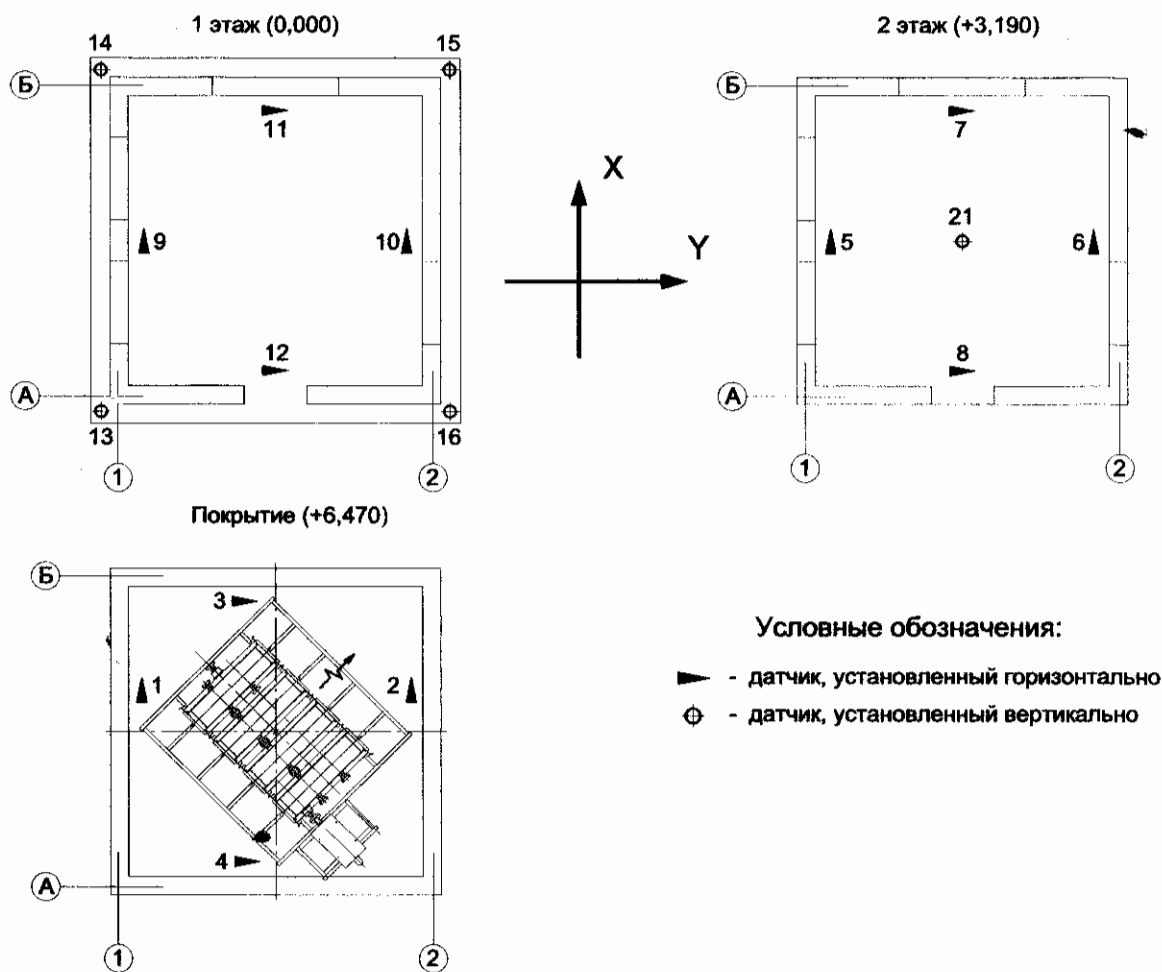
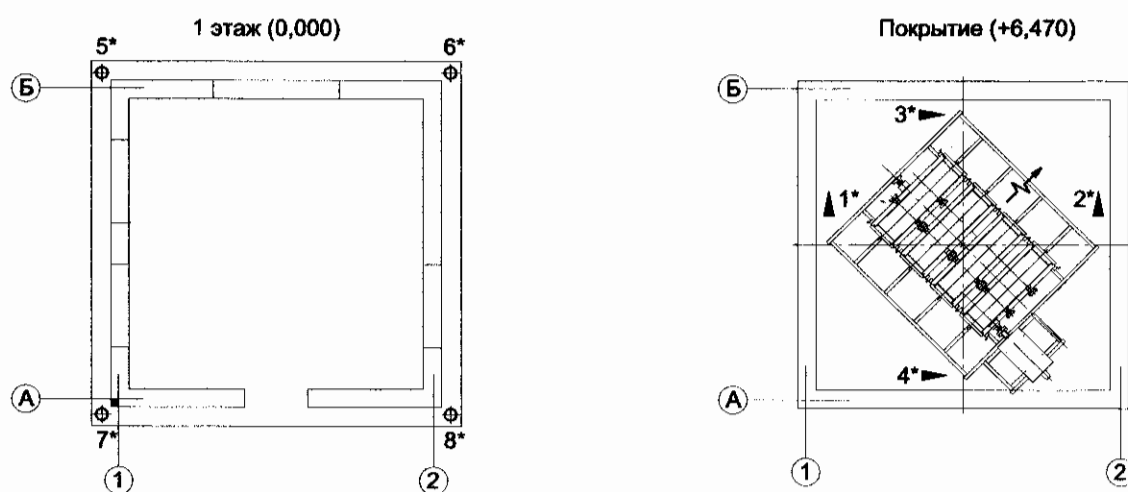


Схема расположения сейсмодатчиков  
(дополнительный комплект)



Примечание.

\* - отмечены датчики дополнительного комплекта

Рис. 4.4

Принятая схема расстановки датчиков позволяла фиксировать:

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

## 5. ДИНАМИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ И ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ОБЪЕКТА В ПРОЦЕССЕ ИСПЫТАНИЙ

### 5.1. НАЧАЛЬНЫЕ ДИНАМИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ ОБЪЕКТА

Начальные динамические параметры исследуемого объекта были выявлены на основании изучения инструментальных записей его микросейсмических колебаний, вызванных ударами груза по перекрытию над 2 этажом.

Образец записи микросейсмических колебаний объекта в направлении оси Y (рис. 4.4) показан на рис. 5.1.

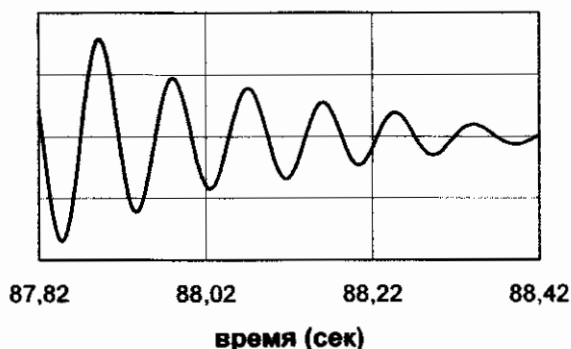


Рис. 5.1

Из полученных записей следует, что до начала вибрационных испытаний периоды свободных затухающих колебаний экспериментального объекта в направлениях осей X и Y имели практически одинаковые значения – 0,090 сек.

Значения логарифмических декрементов колебаний экспериментального объекта находились в пределах 0,35...0,40.

### 5.2. ДИНАМИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ И ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ФРАГМЕНТА ЗДАНИЯ ПРИ ВИБРАЦИОННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

При анализе полученных инструментальных данных изучались:

- максимальные величины амплитуд колебаний фрагмента здания при разных уровнях вибродинамических воздействий;
- особенности пространственного деформирования фрагмента здания в плане и по высоте;
- характеристики динамических параметров фрагмента здания при разных уровнях вибродинамических воздействий;

- влияние податливости основания на особенности деформирования фрагмента здания.

Образцы инструментальных записей колебаний фрагмента здания в уровне покрытия на IV-м и VI-м этапах вибрационных испытаний, показаны на рис. 5.1, 5.2 и 5.3, 5.4 соответственно. Цифры над записями соответствуют номерам датчиков.

Полученные инструментальные записи свидетельствуют, что на всех этапах вибродинамических испытаний фрагмент здания совершал пространственные колебания, специфические особенности которых были обусловлены двумя факторами:

- совпадением значений периодов колебаний здания по основным тонам в продольном и поперечном направлениях;
- действием возмущающей силы вибромашины под углом к главным осям инерции здания.

Значения резонансных периодов колебаний фрагмента здания на разных этапах испытаний приведены в табл. 5.1.

Таблица 5.1

Периоды колебаний (сек) фрагмента здания при прохождении через резонансы на этапах испытаний						
I	II*	III	IV	V	VI	VII
0,122	0,166	0,179	0,187	0,282	0,301	0,314

Для иллюстрации особенностей колебаний фрагмента здания в плане:

- на рис. 5.5 и 5.6 показаны траектории движения геометрического центра покрытия в ускорениях и перемещениях на этапах испытаний II и VI соответственно;
- на рис. 5.7 показаны положения покрытия в плане в разные моменты времени на этапе испытаний VI.

Величины максимальных перемещений и ускорений геометрического центра покрытия фрагмента здания в поперечном и продольном направлениях на разных этапах вибродинамических испытаний приведены в табл. 5.2.

Таблица 5.2

Максимальные амплитуды колебаний фрагмента при прямом резонансе		Этапы испытаний						
		I	II	III	IV	V	VI	VII
По оси X	перемещения (мм)	1,68	4,53	4,53	5,61	14,36	16,26	16,86
	ускорения (м/с <sup>2</sup> )	4,49	7,41	7,41	6,72	7,71	7,33	7,16
По оси Y	перемещения (мм)	1,04	3,15	3,17	3,92	13,71	14,46	14,13
	ускорения (м/с <sup>2</sup> )	2,74	5,93	5,92	4,69	6,75	6,08	5,85



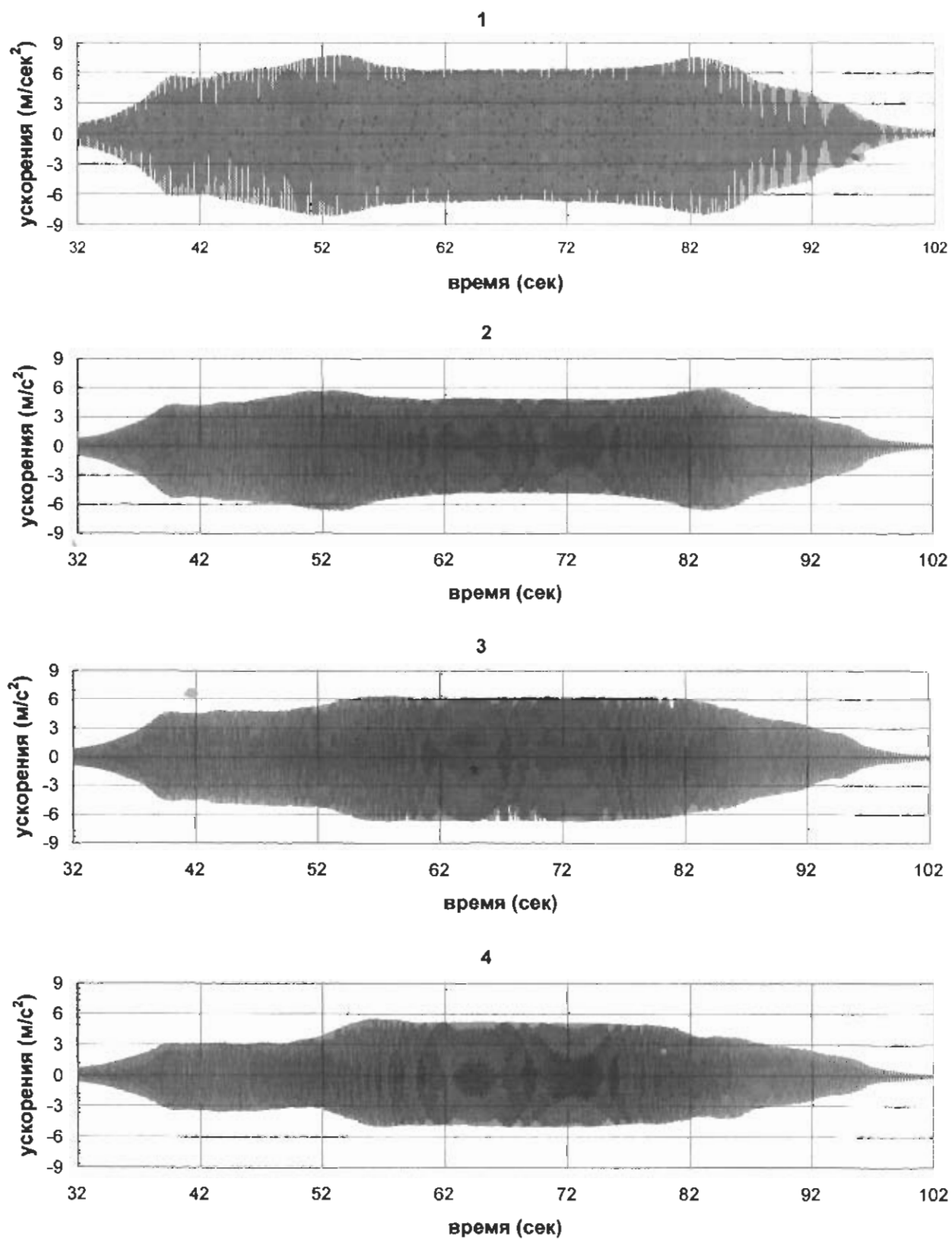


Рис. 5.1



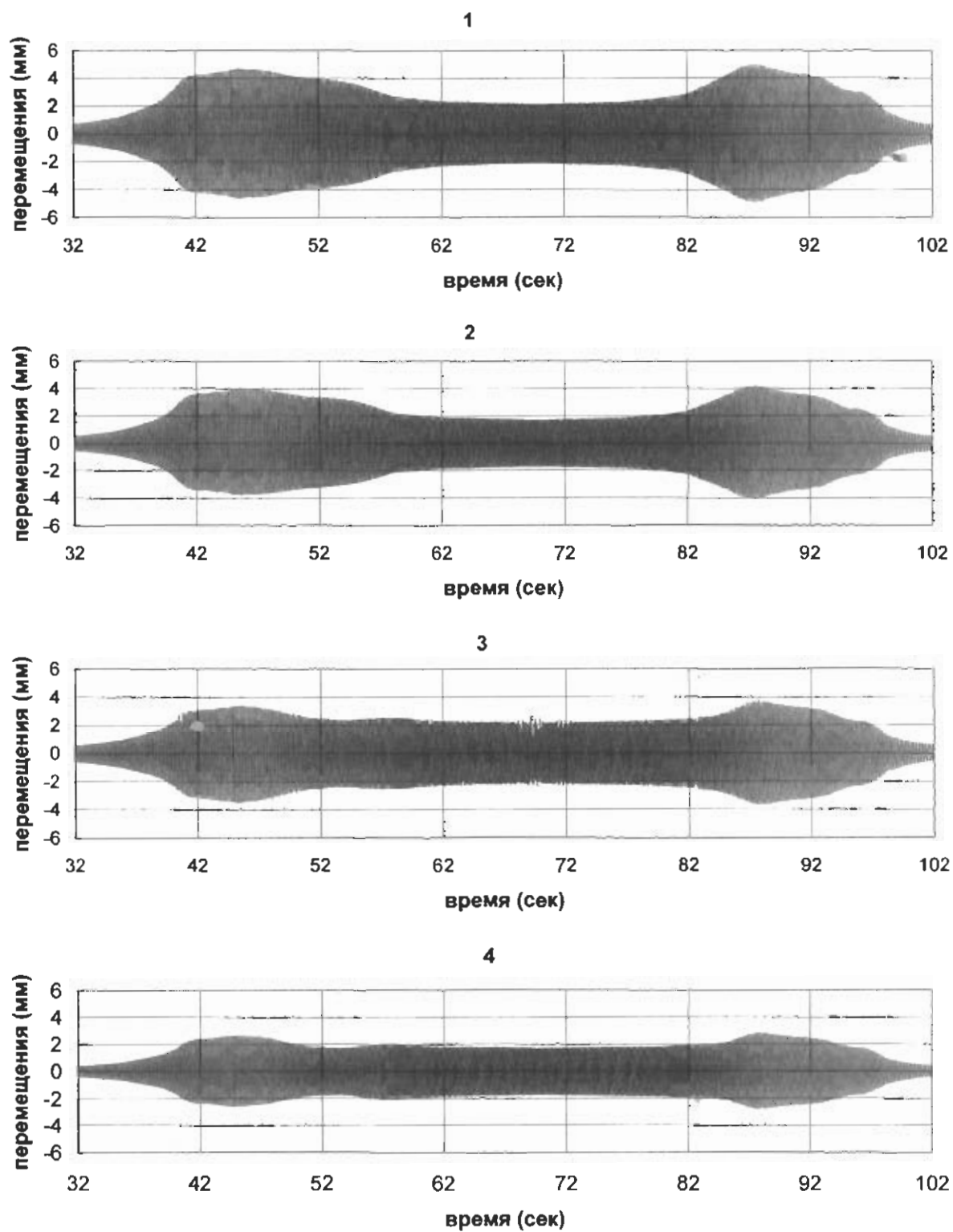


Рис. 5.2

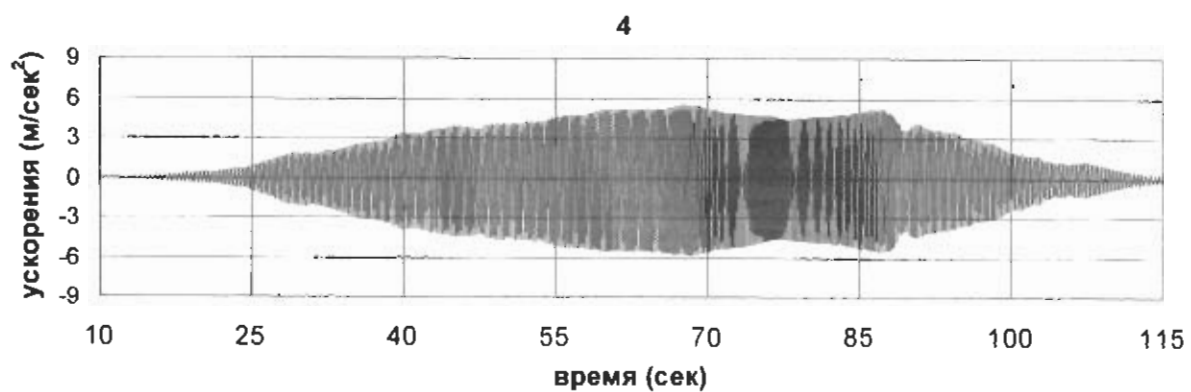
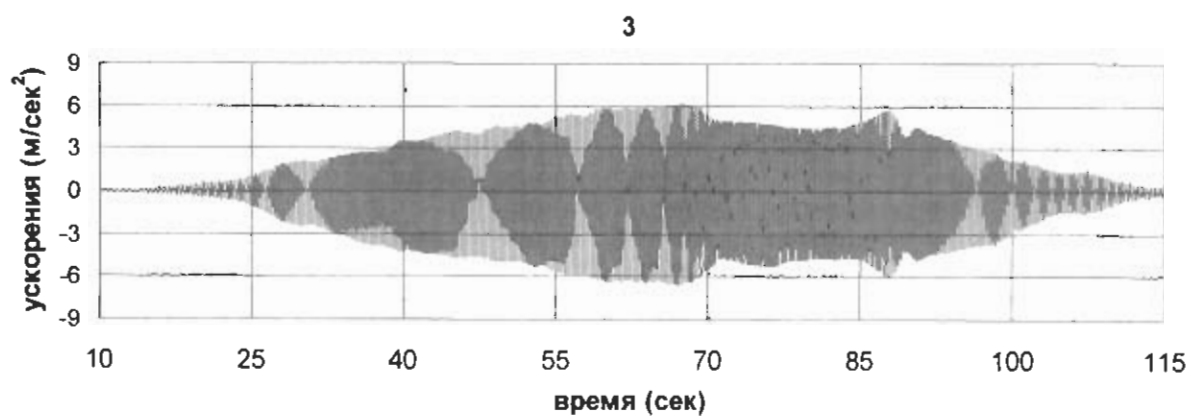
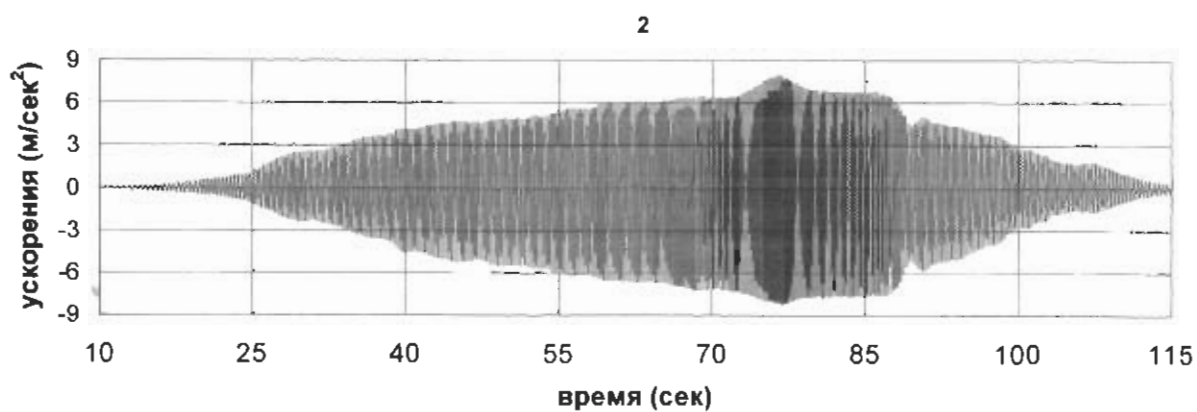
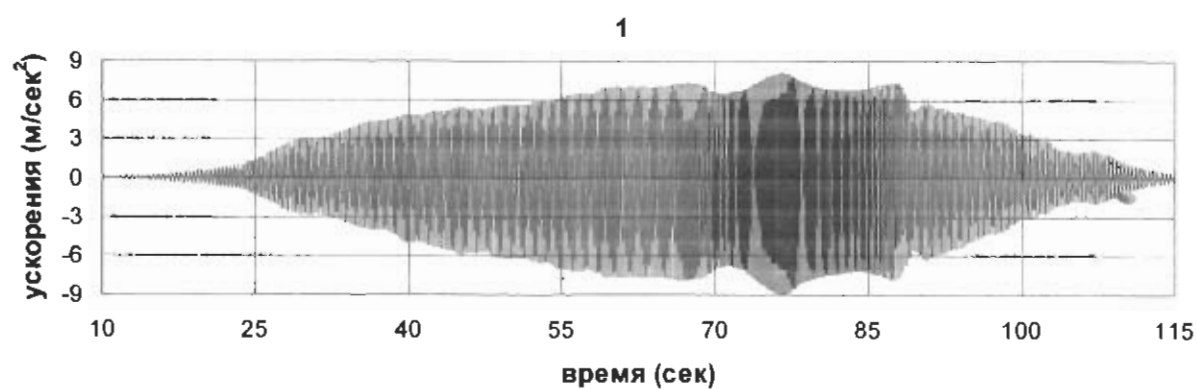


Рис. 5.3

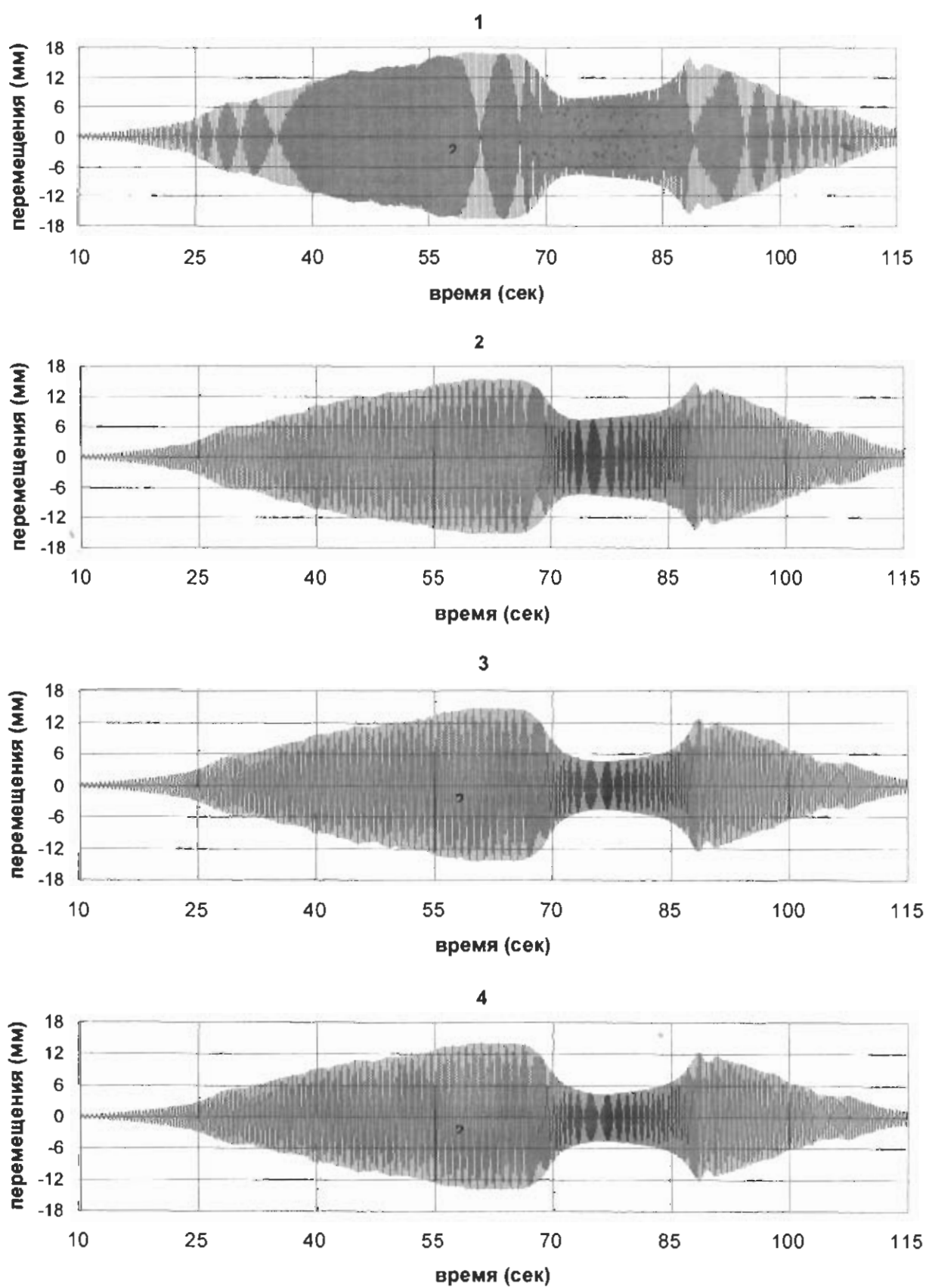


Рис. 5.4

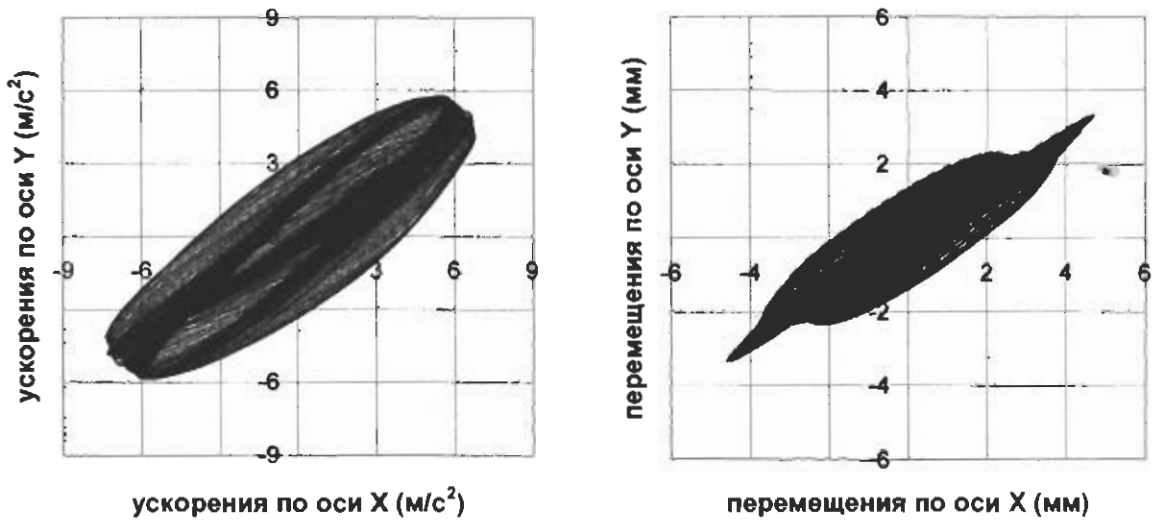


Рис. 5.5

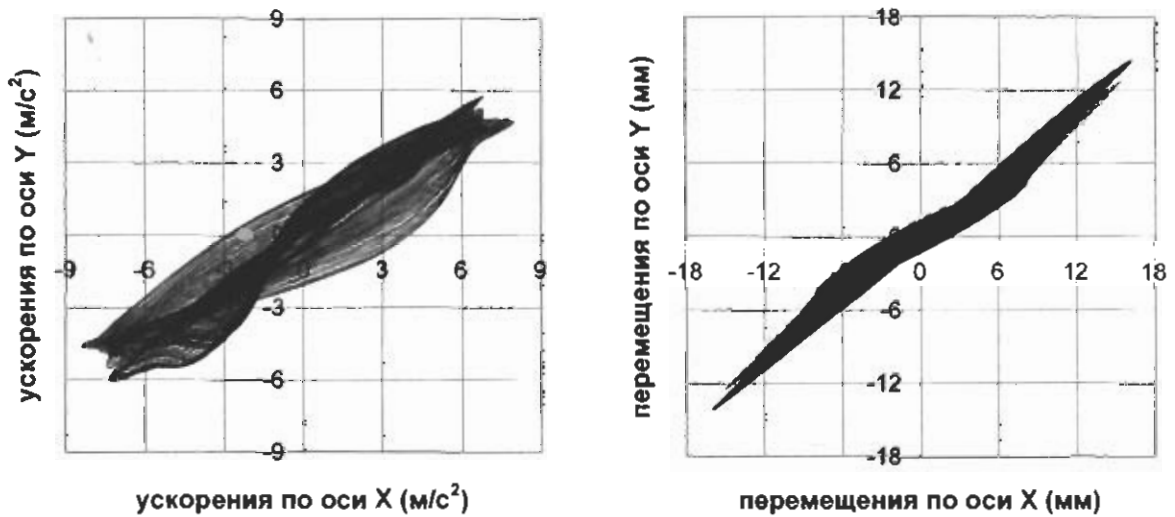


Рис. 5.6

В процессе анализа инструментальных данных было установлено, что значительное влияние на резонансные периоды колебаний и характер деформирования фрагмента здания при вибрационных воздействиях оказывала податливость основания. Количественные показатели влияния податливости основания на горизонтальные деформации фрагмента здания приведены в табл. 5.3.

Таблица 5.3

Доля перемещений фрагмента здания в уровне покрытия, обусловленная податливостью основания (в %)	Этапы испытаний			
	I	II	V	VII
на сдвиг	15,5	17,3	19,7	19,7
на поворот	44,1	64,4	70,4	71,6
всего	59,6	81,7	90,1	91,3

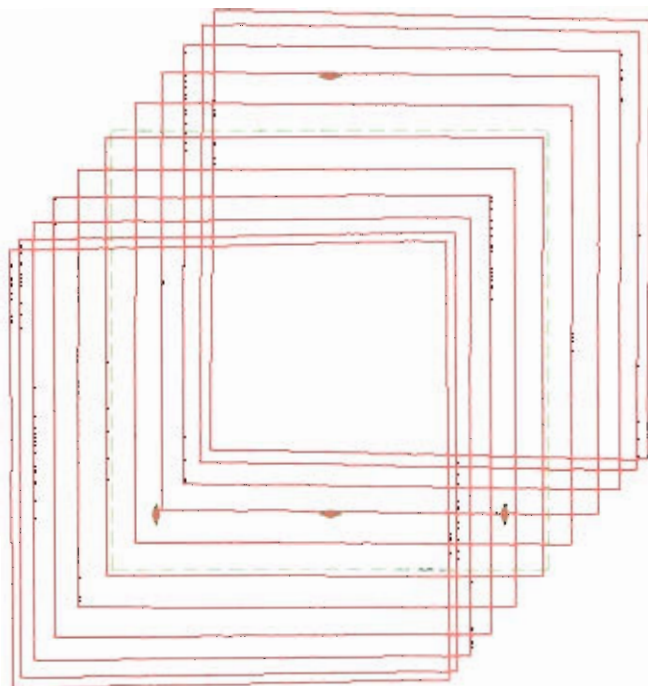


Рис. 5.7

Из табл. 5.3 видно, что доля горизонтальных перемещений фрагмента здания в уровне покрытия, обусловленная податливостью основания, была весьма значительна и на заключительных этапах испытаний превышала 90%.

Показатели диссипативных свойств фрагмента здания на разных этапах испытаний приведены в табл. 5.4.

Таблица 5.4

Параметры колебаний здания при прохождении через резонанс	Этапы испытаний		
	I	II	V
Коэффициент динамичности	5,2	3,8	2,8
Логарифмический декремент колебаний	0,60	0,83	1,12
Коэффициент диссипации (в % от критического)	9,6	13,2	17,8

Графические зависимости, характеризующие изменение резонансных периодов колебаний и диссипативных свойств фрагмента здания по мере увеличения его горизонтальных перемещений в уровне покрытия, показаны на рис. 5.8 и 5.9 соответственно.

Примечание. При определении диссипативных свойств экспериментальный объект рассматривался как условный линейно-упругий осциллятор.

Графическая зависимость «инерционная нагрузка – перемещение фрагмента здания в уровне покрытия» показана на рис. 5.10. На рис. 5.10 сплошной линией показана зависимость, построенная по экспериментальным данным с учетом податливости основания, а пунктирной линией – без учета податливости основания.

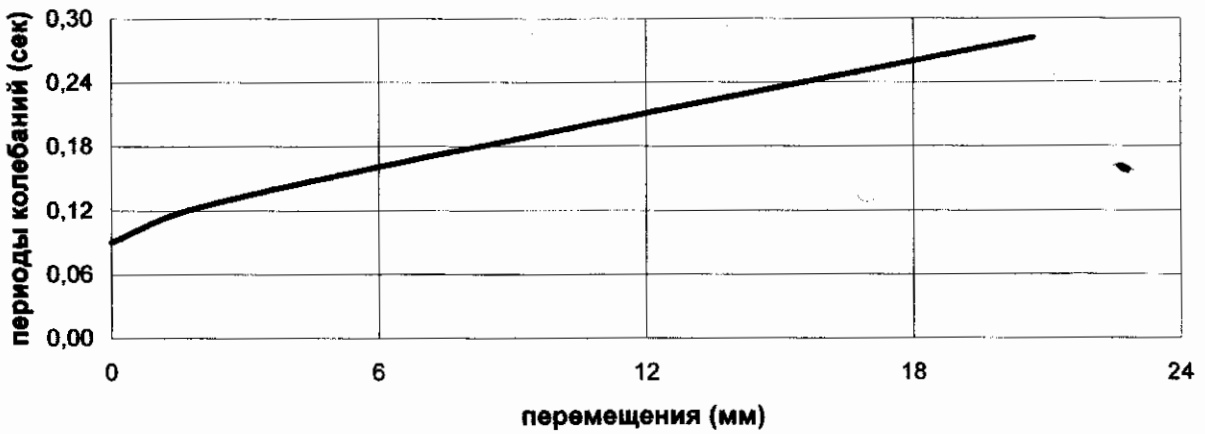


Рис. 5.8

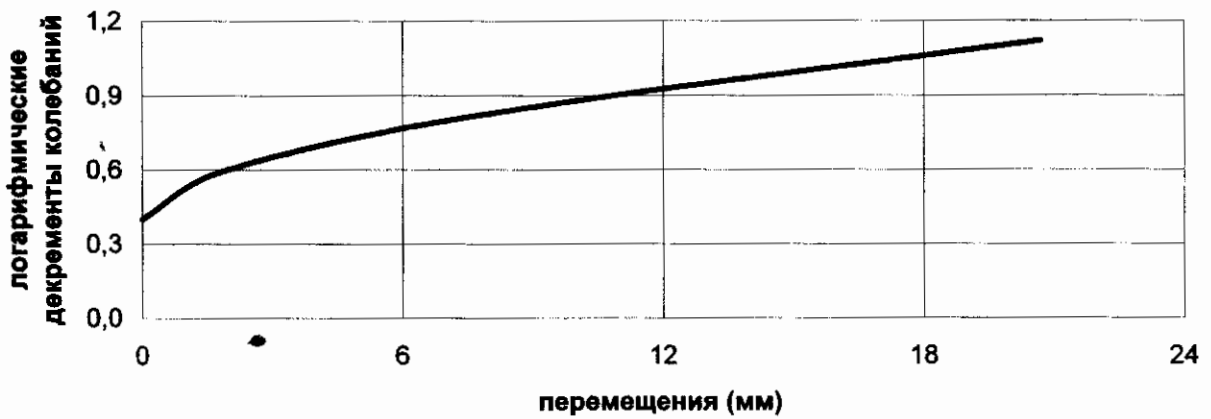


Рис. 5.9

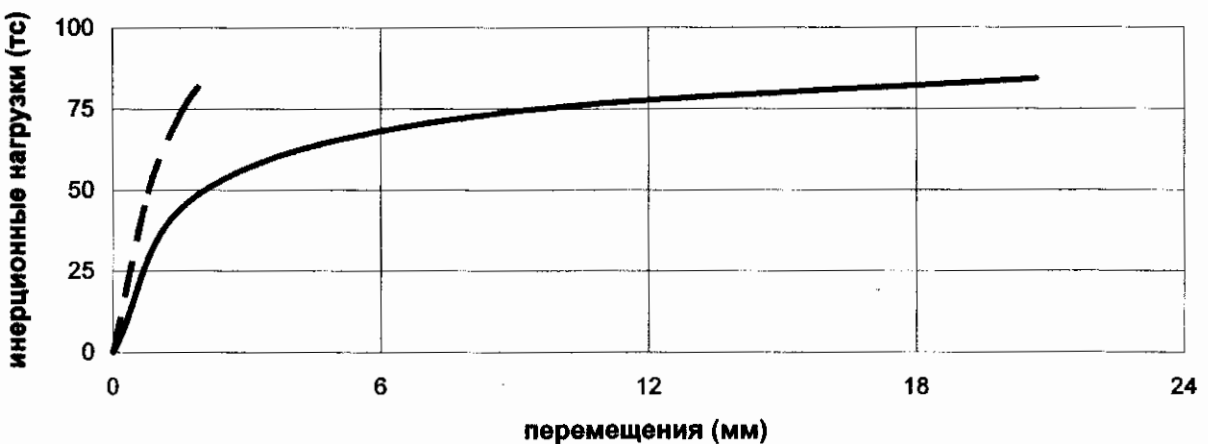


Рис. 5.10

После завершения вибрационных испытаний периоды колебаний здания при микросейсмических воздействиях были определены вновь.

Согласно полученным данным периоды свободных затухающих колебаний экспериментального объекта по первой форме составили:

в направлении оси X – 0,13 сек;

в направлении оси Y – 0,12 сек.

В дополнение к приведенным выше данным следует отметить, что в процессе вибродинамических испытаний были зарегистрированы интенсивные колебания плиты перекрытия над первым этажом фрагмента. Образцы инструментальных записей колебаний центра перекрытия из плоскости на этапе испытаний IV показаны на рис. 5.11.

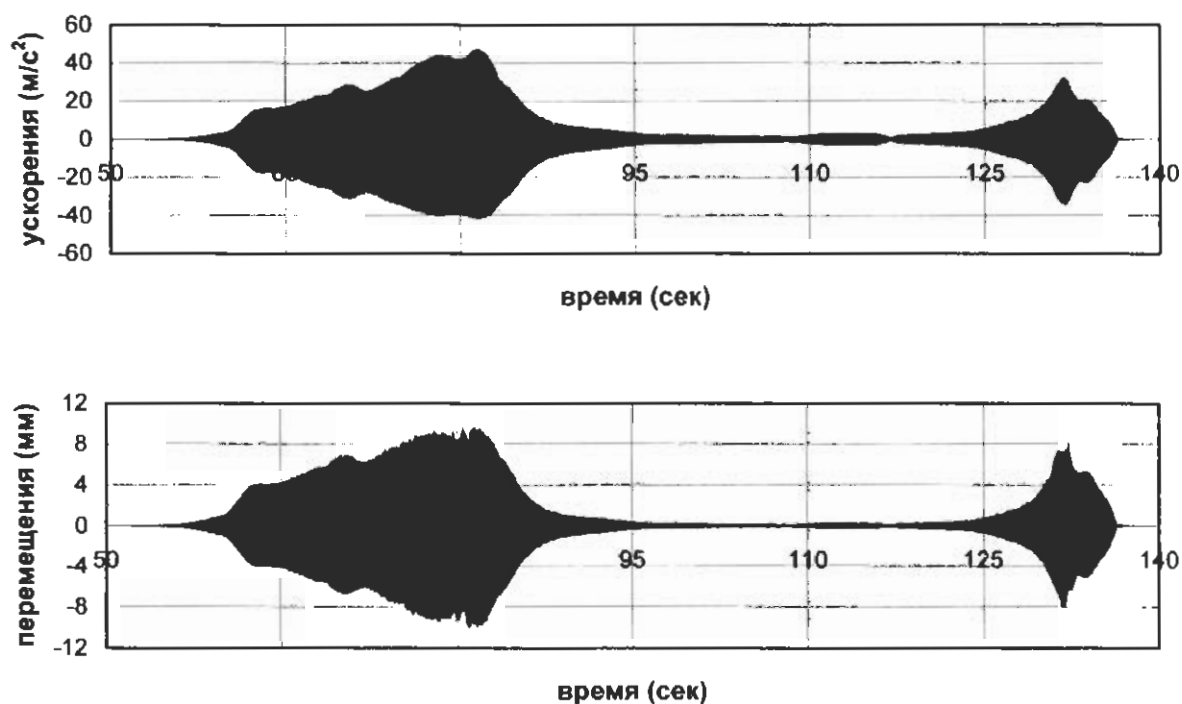


Рис. 5.11

## **6. ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ОБЪЕКТА ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ЕГО РАСЧЕТОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫХ ЗАПИСЕЙ УСКОРЕНИЙ ОСНОВАНИЯ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ**

Для расчетов экспериментального объекта на сейсмические воздействия были привлечены акселерограммы, зарегистрированные на грунтах категории I по сейсмическим свойствам при землетрясениях Monte Negro, Loma Prieta, Landers, Northridge и Hyogoken-Nanbu (Kobe).

В графическом виде привлеченные акселерограммы показаны на рис. 5.1. Графики коэффициентов динамичности, построенные по акселерограммам указанных землетрясений, показаны на рис. 5.2.а – 5.2.д соответственно.

Расчеты экспериментального объекта выполнялись по методике, основанной на спектральном анализе инструментальных записей землетрясений<sup>1</sup>.

Динамическая расчетная модель фрагмента здания была представлена в виде одномассовой системы, параметры которой соответствовали результатам вибродинамических испытаний и характеризовали действительную способность исследуемой конструктивной системы нелинейному деформированию и рассеиванию энергии колебаний.

Выполненные расчеты показали, что максимальные перемещения экспериментального объекта, имевшие место при вибродинамических воздействиях, примерно соответствовали расчетным перемещениям, отвечающим инструментальным записям землетрясений, имевшим максимальные амплитуды ускорений 0,4...0,6g.

Результатам прямых динамических расчетов, выполненных с учетом нелинейной работы системы «экспериментальный объект – грунтовое основание» позволяют считать, что интенсивность максимальных вибродинамических воздействий, которым подвергался экспериментальный объект в процессе испытаний, была эквивалентна интенсивности реальных сейсмических воздействий, наблюдаемых при землетрясениях силой 9 баллов.

---

<sup>1</sup> Килимник Л.Ш., Ицков И.Е. Оценка степени сейсмостойкости зданий и сооружений по результатам экспериментальных исследований. – В сб.: Сейсмостойкое строительство. М., вып. 11, 1979 г. – с 20-24.



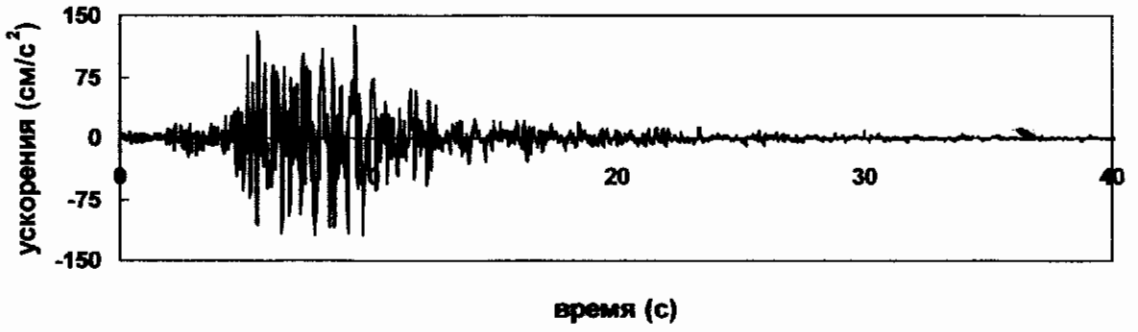
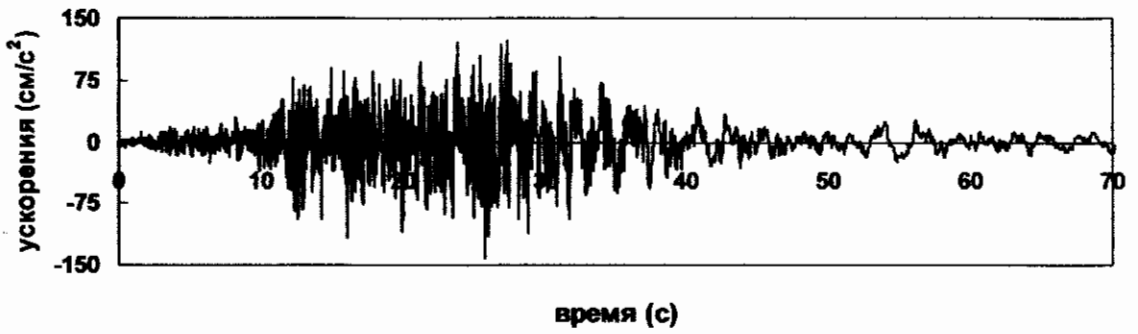
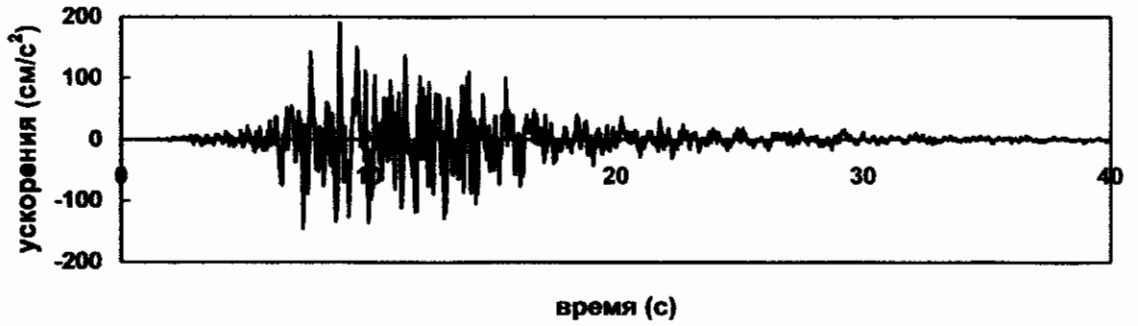
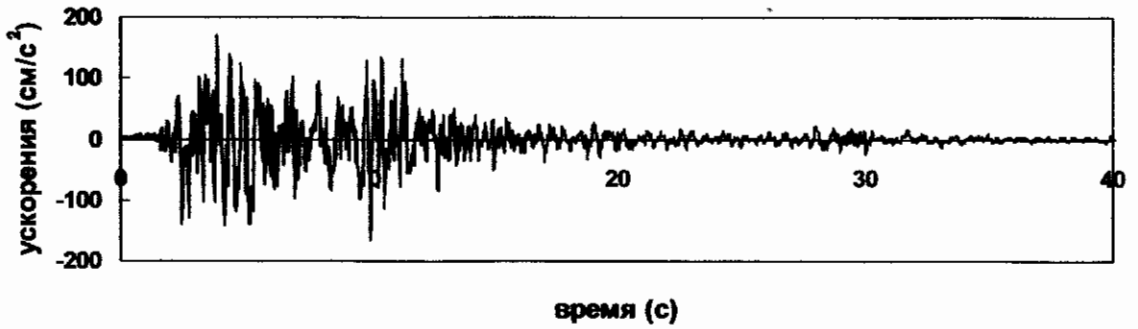
**Northridge - X****Landers - X****Loma Prieta - X****Monte Negro - X**

Рис. 5.1

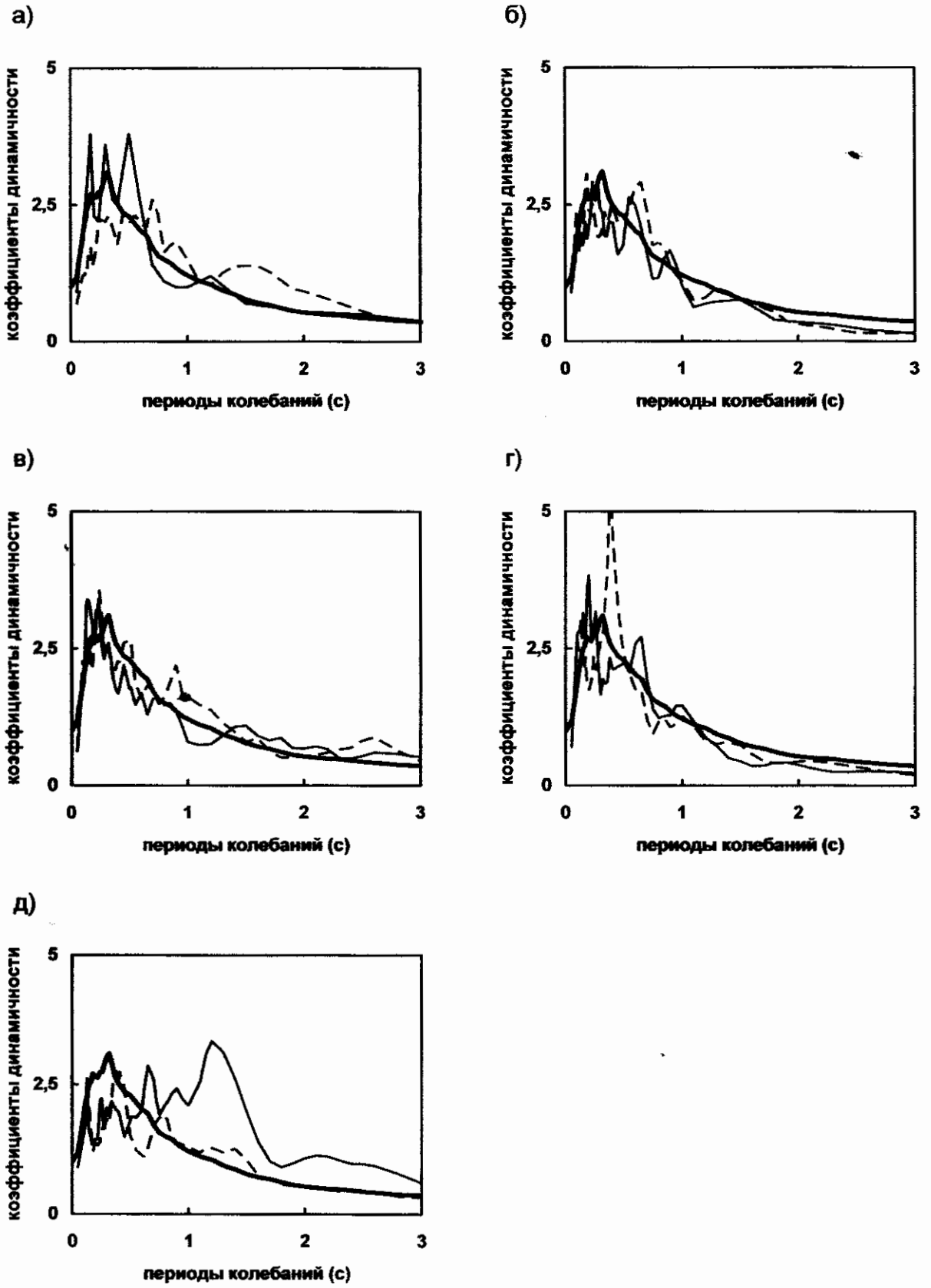


Рис. 5.2

## 6. АНАЛИЗ ДАННЫХ, ПОЛУЧЕННЫХ ПРИ ВИБРОДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЯХ ФРАГМЕНТА ЗДАНИЯ

1. Сопоставление инструментально зарегистрированных периодов микросейсмических колебаний натурального объекта и его расчетных периодов собственных колебаний дано в табл. 6.1.

Таблица 6.1

Периоды колебаний здания	Значения периодов колебаний здания (сек)	
	инструментальные	расчетные
По основному тону в поперечном направлении	0,09	0,086
По основному тону в продольном направлении	0,09	0,083

Из табл. 6.1 видно, что инструментальные и расчетные значения периодов колебаний экспериментального объекта различаются между собой в пределах 5...10%.

Эти различия не влияют на величины расчетных сейсмических нагрузок, принятых при проектировании экспериментального объекта и обусловлены, в основном, приближенным описанием деформационных свойств грунтового основания.

2. Резонансные периоды колебаний экспериментального объекта существенно зависели от уровня действовавших на него нагрузок.

Значения резонансных периодов колебаний экспериментального объекта на V-м этапе испытаний превышали значения периодов его колебаний при микросейсмических воздействиях в 3,5 раза.

Изменение резонансных периодов колебаний экспериментального объекта по мере увеличения интенсивности внешних вибрационных воздействий объясняется нелинейным деформированием системы «здание-основание».

3. Нелинейный характер деформирования системы «здание-основание» в наибольшей степени обусловлен нелинейной работой основания. В самой конструктивной системе нелинейные деформации проявлялись не столь существенно (см. рис. 5.10).

4. Из рис. 5.10 также следует, что собственные деформации коробки здания, не смотря на высокий уровень действовавших на него инерционных сил, были весьма незначительны и не превышали  $1/3000H$  (где  $H$  – высота здания от обреза фундамента).

5. Нелинейные деформации экспериментального объекта и его основания носили в основном обратимый характер. Это следует из сопоставления значений периодов микросейсмических колебаний экспериментального объекта до и после вибродинамических испытаний (табл. 6.2).

Таблица 6.2

Периоды колебаний здания	Значения периодов колебаний здания при микросейсмических воздействиях (сек)	
	до испытаний	после испытаний
в направлении оси X	0,09	0,13
в направлении оси Y	0,09	0,12

Можно предположить, что некоторое увеличение периодов микросейсмических колебаний экспериментального объекта после интенсивных вибродинамических воздействий, в наибольшей степени, связано с обмятием грунта, примыкающего к подземным конструкциям фрагмента здания.

На рис. 6.2 показаны трещины в грунте, образовавшиеся при вибродинамических воздействиях на фрагмент здания.



Рис. 6.2

6. Начальные значения логарифмических декрементов колебаний, характеризующие способность экспериментального объекта к рассеиванию энергии колебаний, оказались близкими к традиционным значениям логарифмических декрементов колебаний зданий жесткого конструктивного типа.

При высоких уровнях вибродинамических воздействий условные значения логарифмических декрементов колебаний экспериментального объекта в несколько раз превышали значения логарифмических декрементов колебаний, принятые при нормировании расчетных сейсмических нагрузок.

7. Величины экспериментальных нагрузок, действовавших на объект в процессе испытаний и величины расчетных горизонтальных сейсмических нагрузок, принятых при проектировании экспериментального объекта (соответствующие сейсмичности района 10 баллов), практически совпали.

8. По результатам прямых динамических расчетов, выполненных с учетом нелинейной работы системы «экспериментальный объект – грунтовое основание» установлено, что интенсивность максимальных вибродинамических воздействий, которым подвергался экспериментальный объект в процессе испытаний, эквивалентна интенсивности сейсмических воздействий, наблюдаемых при реальных землетрясениях силой 9 баллов.

9. Аномально высокие значения ускорений (около 5g) и перемещений (более 10 мм), зарегистрированные в центре перекрытия на первом этаже фрагмента, обусловлены особенностями принятой методики испытаний фрагмента.

После III-го этапа испытаний в указанном перекрытии были отмечены повреждения в виде трещин с раскрытием до 1 мм и более (рис. 6.3).



Рис. 6.3

---

**10.** В несущих стенах экспериментального объекта, после всех этапов вибродинамических испытаний, какие-либо повреждения визуально не наблюдались. Отсутствие в несущих стенах фрагмента (при столь значительном превышении расчетных сейсмических нагрузок) видимых повреждений свидетельствуют о наличии в конструктивной системе значительных резервов прочности.

## ВЫВОДЫ

---

Анализ результатов вибродинамических испытаний позволяет сделать следующие основные выводы.

1. Полученные экспериментальные данные подтверждают правомерность принятой расчетной модели здания.
2. Нагрузки, действовавшие на экспериментальный объект при испытаниях, соответствовали:
  - расчетным нагрузкам, принятым при его проектировании (определенным для района сейсмичностью 10 баллов);
  - реальным сейсмическим воздействиям интенсивностью 9 баллов.
3. Визуальный осмотр конструкций здания показал, что после семи этапов вибрационных испытаний (на трех из которых здание подвергалось нагрузкам, величины которых соответствовали реальным сейсмическим воздействиям интенсивностью 9 баллов) в несущих конструкциях здания каких-либо повреждений или трещин не отмечено.
4. Анализ полученных экспериментальных данных позволяет считать, что испытанный объект относится к категории сейсмостойких и имеет значительные резервы прочности и способности к развитию пластических деформаций.
5. Трехслойные цементно-песчаные блоки с теплоизоляцией из пенополистирола, изготавливаемые ТОО «MADISON GRUP», при соответствующем расчетном и конструктивном обосновании, а также при надлежащем заполнении пустот в кладке бетоном могут применяться для устройства несущих стен зданий высотой до 3 этажей включительно, возводимых на площадках сейсмичностью 9 и 10 баллов.
6. Расчетные сейсмические нагрузки на здания с несущими стенами из трехслойных блоков следует определять по формулам 5.1 и 5.2 СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах», принимая значение коэффициента редукации  $K_2$  равным 0,3.