

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

Работа проверена

Допустить к защите

/полжность

Заведующий кафедрой Пикус Г. А.

Ф.И.О

2018

2018

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ
РАБОТЕ**

магистра по направлению «Строительство»

Тема: Временной анализ пространственного 2-х этажного каркаса при
внезапном разрушении колонны первого этажа

ЮУрГУ 08.04.01.2018

Руководитель работы

Профессор

Потапов А. Н.

2018

Автор работы

студент группы АС-278

Кобыш А. С.

2018

Антиплагиат

Профессор

Потапов А. Н.

2018

Нормоконтролер

Профессор

Потапов А. Н.

2018

Челябинск

2018

АННОТАЦИЯ

Кобыш А. С. Временной анализ пространственного 2-х этажного каркаса при внезапном разрушении колонны первого этажа. Челябинск: ЮУрГУ, АСИ, 2018. 114 с., 69 ил., 4 прил., библиогр. список – 61 наим.

В рамках теории временного анализа проводится динамический расчет пространственного 2-этажного каркаса при внезапном разрушении колонны нижнего этажа при действии импульсной нагрузки, моделирующей взрыв. Рассмотрено состояние вопроса по проблеме внезапных разрушений несущих конструкций, причинам возникновения этих разрушений и существующим подходам к расчету поврежденных систем.

Сформированы параметры расчетной динамической модели двухэтажного каркаса (матрицы жесткости, масс, демпфирования) и проведен временной анализ реакции поврежденной системы. Рассмотрено два варианта разрушения колонн (средней и угловой). Для каждого варианта поврежденной модели каркаса выполнен расчет с построением осцилограмм перемещений, скоростей и других параметров реакции. Проведен анализ результатов с учетом их сравнения с упругим решением. Для варианта разрушения средней колонны определены максимальные напряжения в колоннах каркаса и дан прогноз его живучести. Сделаны выводы.

В четырех приложениях представлены: текст основной программы расчета и процедуры, а также осцилограммы кинематических и силовых параметров реакции расчетных моделей.

Изм	Лист	№ докум	Подпись	Дата
Разраб		Кобыш А. С.		
Разраб		Потапов А. Н.		
Н. контр		Потапов А. Н.		
Зав каф		Пикиус Г. А.		

ЮУрГУ–08.04.01.2018

Временной анализ
пространственного 2-х
этажного каркаса при
внезапном разрушении
колонны первого этажа

Лит	Лист	Листо
	3	

ЮУрГУ
Кафедра СПТС

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ..... 7

Глава I. Анализ состояния вопроса с постановкой задачи исследований..... 11

1.1. Причины разрушений несущих конструкций зданий и сооружений.....	11
1.2 Общий подход к динамическому анализу реакции на основе аналитического метода решения.....	14
1.2.1. Проблема динамического анализа и существующие подходы к её решению.....	14
1.2.2. Теоретическая основа происходящего процесса в поврежденной системе.....	16
1.2.3. Диаграмма деформирования и основные соотношения теории временного анализа.....	17
1.3. Постановка задачи исследований.....	21

Глава II. Построение исходных матриц РДМ двухэтажного каркаса..... 23

2.1. Построение матрицы податливости L базовой модели.....	23
2.1.1. Определение центра жесткости упругих связей этажей.....	23
2.1.2. Определение относительных линейных Δ_1^0 и угловых φ_1^0 перемещений 1-го этажа.....	24
2.1.3. Относительные линейные и угловые перемещения 2-го этажа.....	28
2.1.4. Определение абсолютных линейных и угловых перемещений этажей базовой модели каркаса (БМ).....	28
2.1.5. Матрица податливости L базовой модели каркаса.....	29
2.2. Построение матрицы податливости L_1 поврежденной модели (ПМ-1).....	30
2.2.1. Определение центра жесткости упругих связей 1-го этажа.....	31
2.2.2. Определение относительных линейных Δ_1^0 и угловых φ_1^0 перемещений 1-го этажа в ПМ-1.....	32
2.2.3. Определение относительных линейных Δ_2^0 и угловых φ_2^0 перемещений 2-го этажа в ПМ-1.....	35
2.2.4. Определение абсолютных линейных и угловых перемещений этажей поврежденного каркаса (ПМ-1).....	35
2.2.5. Матрица податливости L_1 поврежденной модели (ПМ-1).....	37
2.3. Построение матрицы податливости L_2 поврежденной модели (ПМ-2).....	38
2.3.1. Определение центра жесткости упругих связей 1-го этажа.....	39
2.3.2. Определение относительных линейных Δ_1^0 и угловых φ_1^0 перемещений 1-го этажа в ПМ-2.....	40
2.3.3. Определение относительных линейных Δ_2^0 и угловых φ_2^0 перемещений 2-го этажа в ПМ-2.....	44
2.3.4. Определение абсолютных линейных и угловых перемещений этажей поврежденного каркаса (ПМ-2).....	44

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					4

2.3.5. Матрица податливости L_2 поврежденной модели каркаса (ПМ-2).....	47
2.4. Построение матриц жесткости K, K_1, K_2 базовой (БМ) и поврежденных моделей (ПМ-1, ПМ-2).....	47
2.5. Построение матриц масс M, M_1, M_2 базовой (БМ) и поврежденных моделей (ПМ-1, ПМ-2).....	48
2.6. Построение матриц демпфирования C, C_1, C_2 базовой (БМ) и поврежденных моделей (ПМ-1, ПМ-2).....	51
2.7. Внешняя нагрузка.....	53
Глава III. Временной анализ реакции РДМ двухэтажного каркасного здания.....	56
3.1. Блок-схема алгоритма и программа расчета.....	56
3.2. Собственные колебания каркаса.....	59
3.3. Определение кинематических параметров реакции каркаса.....	60
3.3.1. Линейные и угловые перемещения этажей каркаса.....	61
3.3.2. Линейные и угловые скорости этажей каркаса.....	68
3.3.3. Линейные и угловые ускорения этажей каркаса.....	69
3.4. Определение силовых параметров реакции каркаса.....	71
3.4.1. Восстанавливающие силы и моменты.....	71
3.4.2. Диссипативные силы и моменты.....	73
3.4.3. Инерционные силы и моменты.....	75
3.5. Оценка точности построения динамической реакции каркаса.....	77
3.6. Определение максимальных напряжений в колоннах каркаса и прогноз его живучести.....	79
3.7. Анализ результатов. Выводы.....	81
Список литературы.....	83
Приложение 1.....	89
Приложение 2.....	99
Приложение 3.....	102
Приложение 4.....	110

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

ПЕРЕЧЕНЬ СОКРАЩЕНИЙ

БМ – базовая модель;

ДДС – дискретная диссипативная система;

МКУ – матричное квадратное уравнение;

НДС – напряженно деформированное состояние;

ОДУ – обыкновенное дифференциальное уравнение;

ПМ-1 – поврежденная модель каркаса без колонны №2;

ПМ-2 – поврежденная модель каркаса без колонны №1;

РДМ – расчетная динамическая модель;

ц.т. – центр тяжести;

ц.ж. – центр жесткости;

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					6

AC-278. 08.04.01.2018

ВВЕДЕНИЕ

Современные конструкции работают в условиях сложных динамических воздействий, вызываемых деятельностью человека или природными воздействиями. Техногенная деятельность человека связана с взрывами газа, за проектными воздействиями, пожарами, наездами транспорта на строительные объекты, колебаниями грунта и зданий от движения поездов, динамическими воздействиями машин на грунт (промышленная сейсмика), дефектами проектирования, терактами и т.д. К природным воздействиям относятся сейсмические воздействия, влияние ветровой нагрузки, оползни, неравномерная деформация грунтов и многое другое.

Актуальность исследований. В результате этих воздействий в нагруженных элементах конструкций из материалов типа железобетона возможен мгновенный переход конструктивной системы в запредельное состояние. Он может характеризоваться мгновенным (хрупким) разрушением отдельных элементов или узлов конструктивной системы. При этом опасным становится не только разрушение какого-либо отдельного несущего элемента конструкции, но и возникающий дополнительный эффект от этого разрушения. Этот эффект связан с внезапным понижением жесткости системы, способный вызвать запредельные напряжения в других элементах конструкции, которые связаны с возникновением запредельных состояний второй или первой группы. Такая реакция системы может приводить как к локальному, так и прогрессирующему (лавинообразному) обрушению всего сооружения [15, 30, 33].

Поэтому возникает сложная теоретическая задача о необходимости разработки методов расчета сооружений с последовательно изменяющейся конструктивной и расчетной схемой. Одна из важнейших задач моделирования прогрессирующего разрушения стержневой систем должна состоять в том, чтобы методы позволяли давать ответ на вопрос о недопустимости (или допустимости) возникновения предельного состояния в

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	7
					AC-278. 08.04.01.2018	

том или ином элементе конструкции. Другая задача состоит в том, чтобы методы позволяли дать оценку последствий такого разрушения, т.е. определить перспективы и характер последующего возможного разрушения системы. Такой анализ позволит повысить безопасность эксплуатации систем при за проектных воздействиях и надежность строительных конструкций [30, 33, 50].

Впервые термин «прогрессирующее обрушение» и выявление защиты от него появился в докладе комиссии, расследовавшей причины аварии жилого дома в Лондоне в 1968 году. Затем в США актуальность изучения данной проблемы появляется в 1973 году – в нормативные документы включаются рекомендации обязательного учета нестационарных воздействий. После была признана опасность террористических нападений на здания и сооружения, начиная со взрыва в Центре международной торговле в 1993 году. В последствии это было усилено терактами (Оклахома-Сити в 1995 году, Саудовская Аравия 1996 году; американские посольства в Кении и Танзании в 1998 году, а также обрушение башен Центра международной торговли в Нью-Йорке 11 сентября 2001 года). Эти нападения привели к ужесточению американских строительных норм в части защиты зданий от лавинообразного обрушения; необходимости учета потенциальной угрозы террористического нападения и разработки проектных мероприятий по ограничению последствий от этих нападений [52-56, 59, 60].

В России по сценарию прогрессирующего обрушения за последние десятилетия произошел ряд крупных аварий. Наиболее заметными из них стали обрушения «Трансваль-Парка» в 2004 году и «Басманного рынка» в 2006 году. В обоих случаях имело место обрушение несущих конструкций и покрытия здания [10, 17].

После этих событий проблема прогрессирующего обрушения зданий и сооружений в России становится чрезвычайно актуальной. Появилось

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	8
					AC-278. 08.04.01.2018	

множество разработок и исследований по методикам анализа и защиты конструкций от данного вида обрушений [12, 16, 30, 35, 38-40, 42, 48, 50].

Цель работы. Показать возможность использования метода временного анализа для оценки реакции каркасного здания при внезапном выключении одной из колонн каркаса при действии импульсной нагрузки, которая может моделировать взрыв.

Задача исследования.

1. Построение матрицы жесткости исходного каркаса и поврежденного каркаса в двух вариантах при выключении средней и крайней колонны каркаса.

2. Построение математической модели колебаний каркаса при внезапном разрушении колонны.

3. Построение блок схемы алгоритма и программы расчета по методике временного анализа.

4. Определение напряженно деформированного состояния несущих элементов каркаса (внутренние усилия, напряжения и перемещения). Построение осцилограмм и сравнение результатов для базовой и поврежденных моделей каркаса.

5. Учет эффекта от разрушения колонны каркаса с оценкой последствий этого разрушения и прогнозом живучести каркаса.

Метод исследования. При решении задачи колебаний каркаса используется метод временного анализа разработанный для дискретных диссипативных систем (далее по тексту ДДС). Метод основан на анализе характеристического матричного квадратного уравнения. Разработки данного подхода связаны с научным направлением кафедры строительного производства и теории сооружений.

Научная новизна.

1. Метод позволяет определять динамическую реакцию расчетной модели каркасного здания в аналитическом виде как до разрушения колонны, так и после ее разрушения.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	9
					AC-278. 08.04.01.2018	

2. Разработка математической модели колебаний поврежденного каркаса при действии импульсной нагрузки, моделирующей взрыв.

Достоверность полученных результатов. Достоверность обосновывается использованием классических методов строительной механики, методов высшей математики в сочетании с аппаратом матричной алгебры.

Практическая ценность работы. Практическая ценность определяется следующими положениями:

- получено решение важного в прикладном отношении класса динамических задач о колебаниях конструкций с учетом выключения связей, вызванных действием импульсной нагрузки.
- разработан расчетный алгоритм и программа по временному анализу каркаса при разрушении его колонны.
- Данный алгоритм может быть применен в расчетах аналогичных конструкций в проектных организациях.

Структура и объем работы. Выпускная работа состоит из введения, трех глав, анализа результатов и выводов, четырех приложений. Содержит 114 страниц текста, 69 рисунков, библиографический список из 61 наименования.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АС-278. 08.04.01.2018

Лист
10

ГЛАВА I. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА С ПОСТАНОВКОЙ ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1. Причины разрушений несущих конструкций зданий и сооружений

Аварии строительных конструкций зданий и сооружений наносят значительный экономический ущерб и часто сопровождаются гибелью и ранением людей.

Происходят аварии строительных конструкций обычно из-за совокупности причин: ошибок при проектировании, низкого качества материалов, используемых для несущих конструкций, нарушении технологии изготовления и монтажа строительных конструкций, несоблюдения правил эксплуатации зданий и сооружений.

Аварии строительных конструкций редко происходят внезапно. Обычно можно наблюдать ряд предвестников аварии. Если своевременно заметить признаки приближающейся аварии, то можно вовремя принять профилактические меры: вывести людей из опасной зоны, произвести разгрузку аварийной конструкции, установить временные крепления и т. п. Поэтому так важно инженерно-техническому персоналу строительных и эксплуатационных организаций знать признаки аварийного состояния конструкций.

Под *аварийным состоянием* подразумевается такое состояние конструкции здания или сооружения, при котором с большой степенью вероятности можно ожидать в ближайшее время их аварию [41, 45, 51].

Авария строительных конструкций может произойти из-за наличия в них скрытых дефектов, в результате хрупкой работы конструкции, когда разрушение происходит при отсутствии сильных деформаций. В этом случае установить факт наличия аварийного состояния конструкции очень трудно [11, 14, 19, 22-25, 44, 49].

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	11
					AC-278. 08.04.01.2018	

Однако в большинстве случаев аварии конструкции предшествуют развитие больших деформаций, появление и раскрытие трещин и др. видимые признаки аварийного состояния [19, 23, 24, 45].

В существующих нормах проектирования принято следующее положение, если какое-либо сечение конструкции достигло первой группы предельных состояний, то это предельное состояние наступает и во всей конструкции. В отношении аварийного состояния это справедливо для статически определяемых систем. В статически неопределяемых системах достижение в каком-либо одном сечении предельного состояния обычно не связано с обрушением конструкции. Это также должно быть учтено при решении вопроса о признании состояния конструкции аварийным.

Очень часто встречаются случаи, когда разрушающая нагрузка значительно превосходит несущую способность конструкции, подсчитанную по действующим нормам.

Разрушения сооружений обычно происходят не от одной, а из-за совокупности причин: ошибок при проектировании, низкого качества материалов, используемых для несущих конструкций, нарушении технологии изготовления и монтажа строительных конструкций, несоблюдения правил эксплуатации зданий и сооружений.

Аварии строительных конструкций редко происходят внезапно. Обычно можно наблюдать ряд предвестников аварии.

Причины аварий:

- недоработка норм проектирования - 10%,
- неудачное проектное решение - 36%,
- низкое качество строительных материалов - 2%,
- плохое качество изготовления и монтажа - 39%,
- недостатки эксплуатации - 12%,
- стечание неблагоприятных факторов - 2%.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

AC-278. 08.04.01.2018

Лист

12

В 73% случаев аварии происходили при сроке эксплуатации сооружения менее года в результате грубых ошибок, допущенных во время проектирования и строительства.

Фактическая вероятность аварий в год составила: для зданий $-1,4 \cdot 10^{-4}$, а для инженерных сооружений $1,5 \cdot 10^{-5}$, причем вероятность аварий, вызванных неблагоприятным разбросом прочности конструкций и нагрузок, составила в среднем $2 \cdot 10^{-6}$.

Основные ошибки, приведшие к разрушениям при внезапных отказах при проектировании, строительстве и эксплуатации.

Ошибки в проектах на различных стадиях бывают вызваны:

- несоответствием принятых расчетных предпосылок действительной работе сооружения;
- недостаточно выполненным количеством скважин при инженерно-геологических изысканиях, неправильным учетом геологических условий площадки при проектировании;
- неполным учетом возможных нагрузок и воздействий;
- применением новых неапробированных решений, а также неучетом масштабного фактора в сторону его увеличения;
- недостаточным сопротивлением сооружения случайным воздействиям;
- допущенными ошибками из-за отсутствия достаточного опыта у проектировщиков, недостатка времени на проектирование.

Наиболее характерными дефектами при строительстве являлись:

- отступления от проекта в части:
 - применения непроектных материалов, изменения сечения элементов, изменения армирования железобетонных конструкций (увеличение толщины защитного слоя, уменьшение диаметра стержней или величины перепуска при соединении, невыполнение необходимой сварки и т.п.);
 - изменения проектных узлов при монтаже: применение вместо проектных соединительных деталей случайных элементов и обрезков металла, уменьшение площадки опирания несущих конструкций, отсутствия

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

AC-278. 08.04.01.2018

Лист

13

в монтажных стыках балок и ферм проектных стыковых накладок, опищения балок на каменные конструкции без устройства подушек, уменьшение размеров сварных швов, некачественное бетонирование стыков и узлов;

- нарушения технологии производства работ;
- фиксация и закрепление конструкций при монтаже с помощью случайных элементов;
- неуплотнение бетонной смеси и необеспечение ухода за бетоном и раствором;
- недостаточное уплотнение насыпных грунтов, несвоевременный водоотвод и водопонижение, промораживание основания.

Нарушения эксплуатации проявлялись в виде:

- завышения проектных нагрузок;
- отступлений от правил эксплуатации;
- использования сооружения не по назначению;
- отсутствия контроля за состоянием сооружения;
- эксплуатации сооружения с повреждениями.

Данные РААСН, приведенные в работе [48], показывают, что более четверти всех аварий происходит по причине низкого качества строительно-монтажных работ, четверть аварий – по причине неквалифицированной эксплуатации объектов и примерно столько же – вследствие ненадлежащего качества изготовления материалов и конструкций. Плохое качество проектных работ является причиной десятой части аварий.

1.2. Общий подход к динамическому анализу реакции на основе аналитического метода решения

1.2.1. Проблема динамического анализа и существующие подходы к ее решению. Сложность решения данной задачи состоит в том, что для её решения на сегодняшний день пока ещё не создано строго обоснованной теории, позволяющей с единых научных позиций объяснять происходящие процессы при колебаниях поврежденной конструкции. Специалисты

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	14
					AC-278. 08.04.01.2018	

сходятся во мнении, что в нормативных документах практически отсутствуют методы расчета сооружений при внезапных отказах несущих элементов конструкции [15, 30].

При анализе проектных требований по предотвращению прогрессирующего обрушения несущих конструкций П. Г. Еремеевым отмечены трудности «теоретического определения возможности лавинообразного обрушения здания». Также отмечено, что на сегодняшний день «отсутствуют аналитические методы определения начальных повреждений и прогнозировании последующего лавинообразного обрушения сооружения из-за предполагаемых аварийных воздействий» [30]. Данная мысль высказана в 2006 году, однако в настоящее время ситуация практически не изменилась. Поэтому разработка аналитических методов построения динамической реакции системы учитывающих эффект разрушения связей (при частичном или полном разрушении узла опоры, колонны, связей между несущими элементами и т. д.), представляется исключительно важной и актуальной задачей для оценки безопасной работы сооружений.

Динамическая задача по расчету несущих конструкций при внезапном разрушении связи относится к разряду конструктивно нелинейных задач, которые характеризуются изменением расчетной схемы сооружения в процессе колебаний. Данный класс задач в настоящее время решается преимущественно численными методами [10]. Решение этих задач аналитическими методами затруднено, главным образом, из-за сложности создания математических моделей колебаний поврежденной системы [15, 30, 55].

Существующие методики имеют целый ряд недостатков. Например, в работах [20, 35] предпринята попытка оценить реакцию системы при выключении связи с применением статических подходов. Однако такие инструменты анализа не позволяют получить решение высокого качества.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АС-278. 08.04.01.2018

Лист

15

Среди динамических средств анализа для построения реакции в момент разрушения связи отметим подход, используемый в работе [9]. В этой работе эффект разрушения связи моделируется импульсным воздействием, при котором в системе возникает разрыв в скорости, что не соответствует условиям реальных колебаний.

Недостатком существующих методик [9, 20, 35] заключается в несовершенстве разрабатываемых математических моделей колебаний.

В зарубежных исследованиях большинство подходов к решению этой проблемы не связано с созданием методов расчета поврежденных систем. Эти исследования направлены на разработку мероприятий по повышению сопротивляемости системы к разрушению [54, 60] и на построение вероятностных моделей по оценке риска выключения связей [53, 58, 61]. Большинство работ акцентирует внимание на создание методов оценки надёжности конструкций с использованием нелинейных 2-D и 3-D моделей разрушения [52, 56, 59].

Ниже изложен общий подход к динамическому расчету поврежденных систем при внезапном разрушении связи. Подход основан на теории временного анализа применительно к ДДС, разрабатываемый на кафедре строительного производства и теории сооружений [37, 39, 40]. Основу подхода составляет исследование характеристического матричного квадратного уравнения (МКУ), представляющего уравнение движения собственных форм колебаний, что в итоге позволяет в аналитическом виде получать решения динамической задачи.

1.2.2. Теоретическая основа происходящего процесса в повреждённой системе. Суть происходящего процесса, связанного с внезапным разрушением связи, удобнее пояснить на системе, находящейся в положении статического равновесия (динамическая нагрузка на сооружение отсутствует) [38].

Пусть в некотором конструктивном элементе происходит внезапный отказ связи. Одновременно с этим происходит исчезновение усилия,

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	16
					АС-278. 08.04.01.2018	

действующего в данной связи, что немедленно приводит к нарушению статического равновесия системы, поскольку нарушается баланс между внешними и внутренними силами. Внешние силы при определенных допущениях можно считать неизменными либо изменяющимися незначительно, тогда как внутренние силы вследствие внезапного изменения жесткости могут изменяться существенно. Возникшая диспропорция в соотношении внешних и внутренних сил требует быстрой перестройки системы за счет ее внутренних резервов. Такая перегруппировка, учитывая внезапный характер деструктивного процесса, не может протекать статическим путем. Система вынуждена для сохранения своей целостности перейти в состояние движения, сопровождающееся возникновением динамических сил. Появление динамических сил является необходимым условием для создания нового баланса сил, особенностью которого является то, что теперь внутренние силы должны уравновесить не только внешние, но и появившиеся силы инерции и силы внутреннего трения.

Важно отметить, что в этом новом для себя состоянии, система может совершать как колебательное, так и не колебательное движение. Характер движения после выключения связи будет зависеть от несущей способности конструкции. При условии сохранения резерва прочности поврежденной конструкции узлы последней будут совершать свободные затухающие колебания. С течением времени, когда колебания прекратятся, в системе установится новое положение статического равновесия. Если же сопротивляемость системы к разрушению окажется не обеспеченной, то продолжится дальнейшее последовательное выключение связей и процесс разрушения примет необратимый характер, переходящий в лавинообразный.

1.2.3. Диаграмма деформирования и основные соотношения теории временного анализа. На рис. 1 изображена диаграмма деформирования восстанавливающая сила относительно перемещения $R_j(t) \sim \tilde{y}_j(t)$ для j -го конструктивно нелинейного элемента системы. При разрушении некоторой связи жесткость j -го конструктивно нелинейного элемента системы внезапно

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	17
					AC-278. 08.04.01.2018	

(скакком) изменяется, переходя с одного уровня на другой. На диаграмме (рис. 1) показаны уровни жёсткости j -го элемента в моменты выключения связей при t_1, t_2, \dots . Данные уровни определяются тангенсами углов наклона

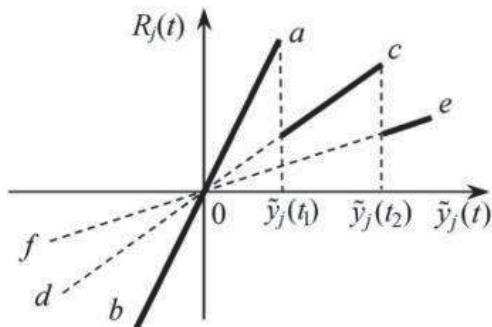


Рис. 1. Диаграмма деформирования j -го конструктивно нелинейного элемента системы

прямых ab , cd , ef , ... к горизонтальной оси. Прохождение прямых через начало координат говорит об упругом процессе колебаний системы в каждом состоянии. Скачки в восстановливающих силах на диаграмме, появившиеся вследствие выключения связей и снижения жёсткости, не создают разрывов в относительных перемещениях j -го конструктивного элемента. Свойства непрерывности относительных перемещений данного элемента передаются в целом и на абсолютные перемещения узлов всей системы [38].

В общем случае дифференциальное уравнение движения ДДС на отдельных интервалах времени, например при $t \in [t_1, t_2]$, является линейным и поэтому формируется по аналогии с упругой системой. В момент выключения связи при t_1 проводим замену «старых» параметров расчетной динамической модели РДМ – матриц масс M , демпфирования C и жёсткости K , построенных при $t_0 = 0$ и соответствующих прямой ab на диаграмме, на «новые» – матрицы M_1 , C_1 , K_1 , формируемые при t_1 и соответствующие прямой cd . Этот переход сопровождается обязательной сменой начальных условий.

Дифференциальное уравнение движения исходного пространственного каркаса на интервале времени при $t \in [t_0, t_1]$ (до включения связи) записывается с помощью заданных (первоначальных) матриц (M , C , K). При

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					18

условии, что все j -е конструктивные элементы расчётной модели работают линейно, получим динамическую задачу, которая в матричном виде представляется следующим уравнением движения и начальными условиями:

$$M \ddot{Y}(t) + C \dot{Y}(t) + KY(t) = f(t), \quad (1.1)$$

$$Y_0(t_0) = Y(t_0), \quad \dot{Y}_0(t_0) = \dot{Y}(t_0), \quad (1.2)$$

где $M = \text{diag } (m_1, \dots, m_n)$, $C = C^T$, $K = K^T \in M_n(\mathbf{R})$; $Y(t)$, $f(t)$ – векторы перемещений и внешней нагрузки.

Построение фундаментальных решений однородного ОДУ, вытекающего из (1.1), связано с матричной функцией $\Phi(t) = e^{St}$, где $S \in M_n(\mathbf{C})$ удовлетворяет уравнению движения собственных форм (или МКУ) [37]:

$$MS^2 + CS + K = 0. \quad (1.3)$$

Для упругой ДДС с малой диссипацией решение уравнения (1.3) представляется в виде комплексно сопряжённых корней:

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= \\ S_2 &= \bar{S} = M^{-1}(-C + V - U)/2, \end{aligned} \right\} \quad (1.4)$$

где $V = -V^T$, $U = U^T$.

Для динамической задачи, представленной уравнением (1.1) и начальными условиями (1.2), уравнения реакции исходной ДДС на интервале $t \in [t_0, t_1]$ при действии $f(t) = P(t)$, согласно [38], имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} Y(t) &= 2\operatorname{Re} \{ X(t) \}, \\ \dot{Y}(t) &= 2\operatorname{Re} \{ SX(t) \}, \\ \ddot{Y}(t) &= 2\operatorname{Re} \{ S^2X(t) \} + M^{-1}P(t), \end{aligned} \right\} \quad (1.5)$$

где

$$\left. \begin{aligned} X(t) &= X^0(t-t_0) + Z^P(t-t_0), \\ X^0(t-t_0) &= \Phi(t-t_0)U^{-1}M[-\bar{S} Y_0(t_0) + \dot{Y}_0(t_0)], \end{aligned} \right\} \quad (1.6)$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$Z^P(t-t_0) = U^{-1} \int_{t_0}^t \Phi(t-\tau)^T P(\tau) d\tau] \}.$$

При внезапном выключении связи следует корректировка параметров РДМ конструкции (C_1, K_1) в левой части уравнения (1.1) при t_1 . Из решения МКУ (1.3) вычисляются элементы матричных корней S_1, \bar{S}_1 , обуславливающие изменения внутренних динамических характеристик ДДС. Поскольку процесс колебаний повреждённой ДДС имеет также линейный характер, как и до выключения связи, то интегрирование уравнения движения приведёт к решению, сходному по форме с уравнениями реакции (1.5), (1.6) ($t \geq t_1$):

$$\left. \begin{aligned} Y(t) &= 2\operatorname{Re} \{ X(t) \}, & \dot{Y}(t) &= 2\operatorname{Re} \{ S_1 X(t) \}, \\ \ddot{Y}(t) &= 2\operatorname{Re} \{ S_1^2 X(t) \} + M^{-1} P(t), \\ X(t) &= X_1^0(t-t_1) + Z_1^P(t-t_1), \end{aligned} \right\} \quad (1.7)$$

где

$$\left. \begin{aligned} X_1^0(t-t_1) &= \Phi_1(t-t_1) U_1^{-1} M [-\bar{S}_1 Y_0(t_1) + \dot{Y}_0(t_1)], \\ Z_1^P(t-t_1) &= U_1^{-1} \int_{t_1}^t \Phi_1(t-\tau)^T P(\tau) d\tau. \end{aligned} \right\} \quad (1.8)$$

Уравнения (1.5), (1.6) описывают вынужденные колебания не поврежденного каркаса под действием импульсной нагрузки. Начальные условия равны: $Y_0(t_0) = 0, \dot{Y}_0(t_0) = 0$. При t_1 происходит внезапное разрушение одной из колонн первого этажа каркаса. Движение каркаса на этапе при $t > t_1$ моделируется уравнениями (1.7), (1.8). В качестве начальных условий $Y_0(t_1), \dot{Y}_0(t_1)$ в этих уравнениях, принимаются значения векторов перемещений и скоростей (1.5), (1.6) в конце интервала времени $[t_0, t_1]$.

Интегралы Дюамеля $Z^P(t-t_0), Z_1^P(t-t_1)$ в уравнениях (1.6) и (1.8) в случае импульсной нагрузки синусоидального типа $P(t) = P_0 \cdot \sin(\theta t)$ вычисляются по уравнениям:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					20

$$Z^P(t-t_0) = \{-s \cdot \sin(\theta(t-t_0)) + \theta\Phi(t-t_0) - E\theta\cos(\theta(t-t_0))\}[U(s^2 + E\theta^2)]^{-1}P_0, \quad (1.9)$$

$$Z_1^P(t-t_1) = \{-s_1 \sin(\theta(t-t_1)) + \theta\Phi_1(t-t_1) - E\theta\cos(\theta(t-t_1))\}[U_1(s_1^2 + E\theta^2)]^{-1}P_0, \quad (1.10)$$

где $\theta = \pi / t_a$ (t_a – продолжительность действия импульса), $\Phi_1(t) = e^{S_1 t}$ – фундаментальная матрица при $t \geq t_1$; P_0 – вектор амплитуд внешней нагрузки.

1.3. Постановка задачи исследований

В данной работе проводится динамический анализ пространственного двухэтажного каркаса здания, на которое действует импульсная нагрузка, имитирующая взрыв, происходящий за пределами здания. Расчетная модель каркаса в исходном состоянии именуется базовой моделью – БМ. Под воздействием ударной волны от взрыва происходит разрушение колонны нижнего этажа каркаса, при этом рассматривается два варианта разрушения колонн этажа.

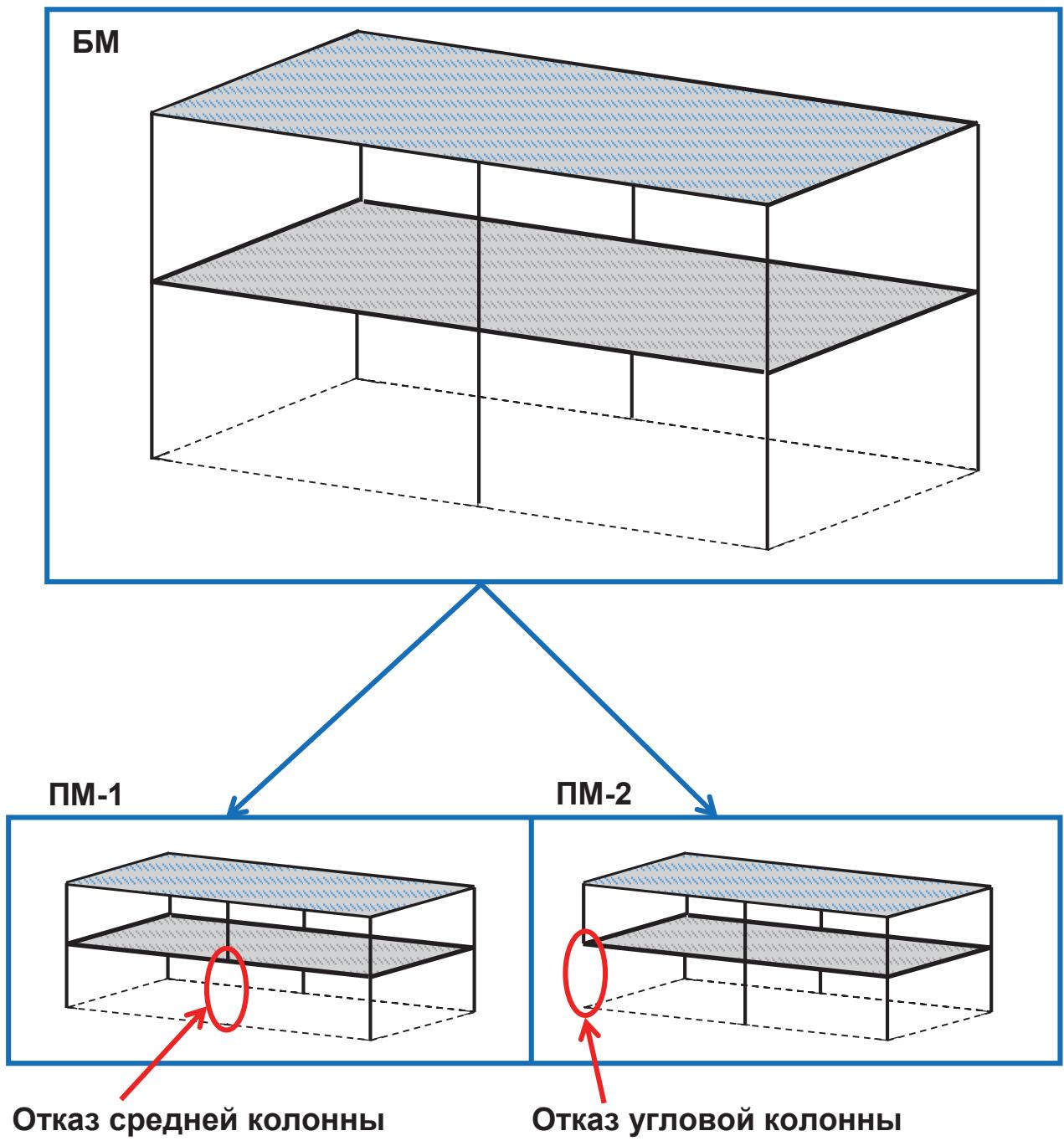
В первом варианте рассматривается внезапное разрушение средней колонны каркаса (поврежденная модель каркаса – ПМ-1), во втором варианте – разрушение угловой колонны (поврежденная модель – ПМ-2) (см. рис.). В качестве метода решения используется временной анализ реакции, разработанный для конечномерных диссипативных систем, рассмотренный в предыдущем параграфе.

Расчетная схема каркасного здания подчиняется сдвиговой модели. Плиты перекрытий считаются абсолютно жесткими дисками, а колонны – упругими несжимаемыми стойками, жестко защемленными с основанием и плитами перекрытий. Вследствие этого каждый этаж имеет 3 степени свободы: два независимых поступательных перемещения в ортогональных направлениях вдоль осей симметрии x и y (параметры ξ_x , ξ_y) и одно вращательное движение, относительно вертикальной оси, проходящей через центр жесткости упругих связей этажа (угол поворота ξ_ϕ). Таким образом, для двухэтажного каркаса расчетная модель будет иметь 6 степеней свободы.

Внешняя нагрузка представляет собой взрывную продольную волну,

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					21

приходящую от эпицентра взрыва (за пределами здания) и моделируемую в виде синусоидального импульса $P(t) = P_0 \cdot \sin(\theta t)$. При расчете учитывается только первая фаза ударной волны, действие следующих за ней продольных волн не принимается во внимание. Также не учитывается дифракция ударной волны (огибание сторон здания), т.е. предполагается, что максимальное давление на здание происходит только на фронте волны.



Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

ГЛАВА II. ПОСТРОЕНИЕ ИСХОДНЫХ МАТРИЦ РДМ ДВУХЭТАЖНОГО КАРКАСА

Под исходными матрицами РДМ понимаются матрицы податливости, жесткости, масс и демпфирования. Данные матрицы строятся для базовой модели (БМ) (неповрежденного каркаса, рис. 1) и для двух вариантов повреждения каркаса – поврежденной модели 1 (ПМ-1) (без колонны 2, рис. 5) и поврежденной модели 2 (ПМ-2) (без колонны 1, рис. 9). Кроме указанных матриц дано формирование вектора внешней нагрузки.

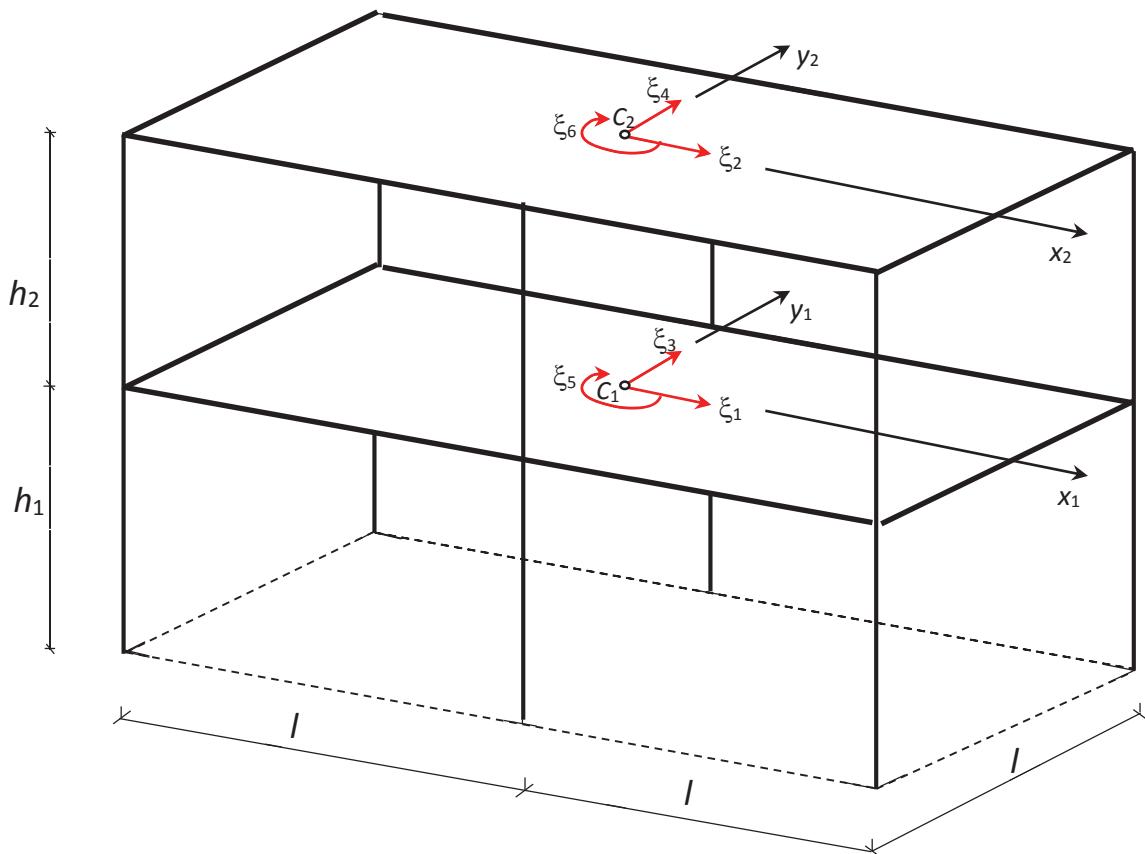


Рис. 1

2.1. Построение матрицы податливости L базовой модели

2.1.1. Определение центра жесткости упругих связей этажей.

Смещаем перекрытие первого (второго) этажа вдоль оси x на величину $\Delta_x = 1$.

План колонн изображен на рис. 2. Произвольное положение центра жесткости $O(b, a)$ относительно центра тяжести C перекрытия показаны на

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

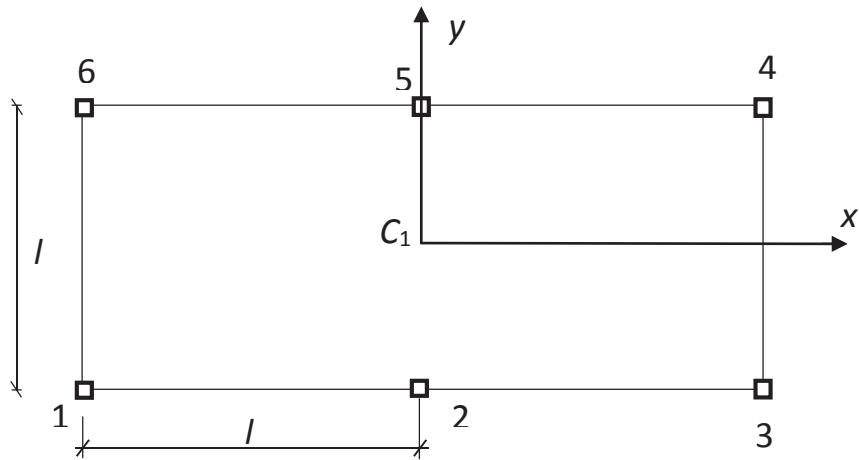


Рис. 2

рис. 2. Поперечные силы в колоннах равны: $Q_x = 12EI_y/h_i^3$. Составим сумму моментов относительно ц.ж. O :

$$\sum M_o = 3Q_x(l/2 - a) - 3Q_x(l/2 + a) = 0.$$

Из этого уравнения следует $a = 0$.

Для определения координаты b проводим смещение вдоль оси y на величину $\Delta_y = 1$. Поперечные силы в колоннах равны: $Q_y = 12EI_x/h_i^3$. Сумма

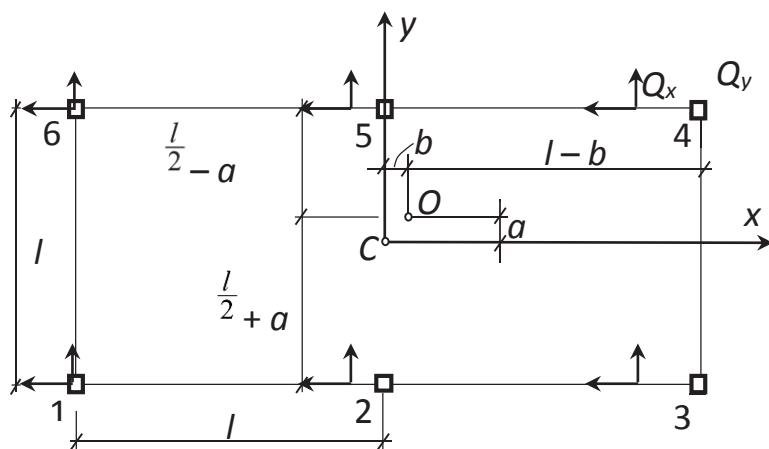


Рис. 3

моментов относительно ц.ж. O составит:

$$\sum M_o = 2Q_y(l + b) - 2Q_y(l - b) + 2Q_i b = 0.$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Отсюда получаем $b = 0$.

Таким образом, при $a = b = 0$ положения центров жесткости O_k ($k = 1, 2$) обоих этажей БМ совпадают с положением центров тяжести C_k ($k = 1, 2$) плит перекрытий.

2.1.2. Определение относительных линейных Δ_1^0 и угловых ϕ_1^0 перемещений 1-го этажа. Относительные линейные и угловые перемещения этажей определяем от действия единичных сил и моментов, используя известные методы сопротивления материалов и строительной механики [26].

- *Линейное перемещение ц.ж. O_1 перекрытия 1-го этажа.*

Перемещения Δ_{1x}^0 и Δ_{1y}^0 от действия, соответственно, $P_x = 1$ и $P_y = 1$ определяем по формуле линейного единичного смещения для жестко защемленного стержня [26]

$$Q_x = \frac{12EI_y}{h_1^3} \Delta_{1x}^0.$$

Из условия равновесия для 6 колонн этажа будем иметь $6Q_x = 1$, тогда формулы перемещений Δ_{1x}^0 и Δ_{1y}^0 принимают вид:

$$\Delta_{1x}^0 = \frac{h_1^3}{6 \cdot 12EI_y}; \quad \Delta_{1y}^0 = \frac{h_1^3}{6 \cdot 12EI_x}. \quad (2.1)$$

- *Угол поворота перекрытия 1-го этажа от действия единичного момента.* Для этого используем известную формулу угла закручивания ϕ призматического стержня [26]:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$\varphi = \frac{M_{kp}l}{GI_p},$$

где: M_{kp} – крутящий момент; l – длина скручиваемого стержня; GI_p – жесткость стержня при кручении.

При кручении этажа поворот перекрытия вызывает кручение и линейные смещения колонн. Это приводит к появлению усилий: крутящих моментов M_{kp} и сдвигающих сил T_x, T_y (рис. 4). Сдвигающие силы T_x, T_y равны:

$$T_x = \frac{12EI_y}{h_1^3} \Delta_x = \frac{12EI_y}{h_1^3} \varphi \frac{l}{2}, \quad T_y = \frac{12EI_x}{h_1^3} \Delta_y = \frac{12EI_x}{h_1^3} \varphi l.$$

Из условия равновесия – суммы моментов относительно ц.ж. O_1 , который для БМ совпадает ц.т. C_1 , получим:

$$M_1 = 1 = \frac{12EI_y}{h_1^3} \left(\frac{l}{2}\right)^2 6\varphi + \frac{12EI_x}{h_1^3} l^2 4\varphi + \frac{6\varphi GI_p}{h_1} = \\ = \frac{6\bar{\varphi}_1^0}{h_1} [\beta_1^2 (3EI_y + 8EI_x) + GI_p],$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

где $\beta_1 = l / h_1$.

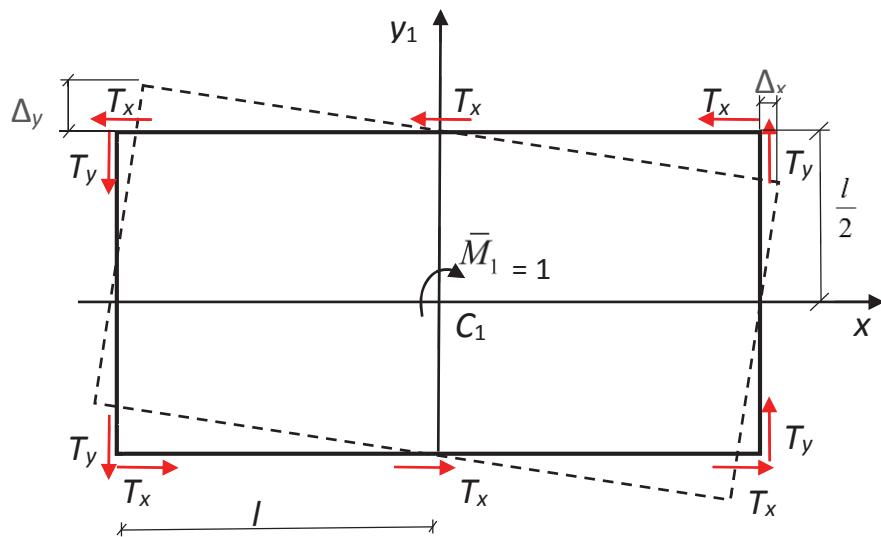


Рис. 4

Относительный угол поворота перекрытия от действия $M_1 = 1$ равен:

$$\bar{\varphi}_1^0 = \frac{h_1}{6 \cdot [\beta_1^2 (3EI_y + 8EI_x) + GI_p]} \quad (2.2)$$

- Относительные линейные и угловые перемещения 1-го этажа.* Так как положения ц.ж. O и ц.т. C перекрытия совпадают, то относительные линейные перемещения 1-го этажа составляют (2.1).

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1x}^0 &= \frac{h_1^3}{72EI_y}; & \delta_{1y}^0 &= \frac{h_1^3}{72EI_x}; \\ \bar{\varphi}_1^0 &= \frac{h_1}{6 \cdot [\beta_1^2 (3EI_y + 8EI_x) + GI_p]} \end{aligned} \right\} \quad (2.3)$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

2.1.3. Относительные линейные и угловые перемещения 2-го этажа.

Относительные перемещения 2-го этажа определяются по формулам, аналогичным формулам 1-го этажа.

- *Относительные линейные перемещения ц.ж. O_2 перекрытия 2-го этажа.*

$$\delta_{2x}^0 = \Delta_{2x}^0 = \frac{h_2^3}{6 \cdot 12EI_y}; \quad \delta_{2y}^0 = \Delta_{2y}^0 = \frac{h_2^3}{6 \cdot 12EI_x}. \quad (2.4)$$

- *Относительный угол поворота перекрытия 2-го этажа от действия единичного момента.*

$$\bar{\Phi}_2^0 = \frac{h_2}{6 \cdot [\beta_2^2(3EI_y + 8EI_x) + GI_p]}, \quad (2.5)$$

где $\beta_2 = l / h_2$.

2.1.4. Определение абсолютных линейных и угловых перемещений этажей базовой модели каркаса (БМ). Рассмотрим отдельно перемещения δ_{ij} первого и второго этажей каркаса.

- *Первый этаж.* Относительные линейные и угловые перемещения 1-го этажа совпадают с их абсолютными линейными и угловыми перемещениями.

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \delta_{1x}^0 = \frac{h_1^3}{72EI_y}; & \delta_{33} &= \delta_{1y}^0 = \frac{h_1^3}{72EI_x}; \\ \delta_{55} &= \bar{\Phi}_1^0 = \frac{h_1}{6 \cdot [\beta_1^2(3EI_y + 8EI_x) + GI_p]}. \end{aligned} \right\} \quad (2.6)$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Побочные коэффициенты:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{11}; \quad \delta_{13} = \delta_{31} = 0; \quad \delta_{14} = \delta_{41} = 0; \\ \delta_{15} = \delta_{51} = 0; \quad \delta_{16} = \delta_{61} = 0; \\ \delta_{32} = \delta_{23} = 0; \quad \delta_{34} = \delta_{43} = \delta_{33}; \quad \delta_{35} = \delta_{53} = 0; \quad \delta_{36} = \delta_{63} = 0; \\ \delta_{52} = \delta_{25} = 0; \quad \delta_{35} = \delta_{53} = 0; \quad \delta_{45} = \delta_{54} = 0; \quad \delta_{56} = \delta_{65} = \delta_{55}. \end{aligned} \right\} (2.7)$$

- *Второй этаж.* Абсолютные линейные и угловые перемещения 2-го этажа определяются как сумма соответствующих абсолютных перемещений 1-го этажа и относительных перемещений 2-го этажа:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{22} = \delta_{11} + \Delta_{2x}^0 &= \frac{h_1^3}{72EI_y} + \frac{h_2^3}{72EI_y}; \\ \delta_{44} = \delta_{33} + \Delta_{2y}^0 &= \frac{h_1^3}{72EI_x} + \frac{h_2^3}{72EI_x}; \\ \delta_{66} = \bar{\Phi}_1^0 + \bar{\Phi}_2^0 &= \frac{h_1}{6[\beta_1^2(3EI_y + 8EI_x) + GI_p]} + \\ &+ \frac{h_2}{6[\beta_2^2(3EI_y + 8EI_x) + GI_p]}. \end{aligned} \right\} (2.8)$$

Побочные коэффициенты:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{11}; \quad \delta_{32} = \delta_{23} = 0; \quad \delta_{24} = \delta_{42} = 0; \\ \delta_{25} = \delta_{52} = 0; \quad \delta_{26} = \delta_{62} = 0; \\ \delta_{41} = \delta_{14} = 0; \quad \delta_{45} = \delta_{54} = 0; \quad \delta_{46} = \delta_{64} = 0. \end{aligned} \right\} (2.9)$$

2.1.5. Матрица податливости L базовой модели каркаса.

Матрица податливости в блочно-диагональном виде:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					29

$$L = \begin{bmatrix} L_x & 0 & 0 \\ 0 & L_y & 0 \\ 0 & 0 & L_\varphi \end{bmatrix}, \quad (2.10)$$

где блоки L_x , L_y , L_φ – матрицы 2-го порядка:

$$L_x = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix}; \quad L_y = \begin{bmatrix} \delta_{33} & \delta_{34} \\ \delta_{43} & \delta_{44} \end{bmatrix}; \quad L_\varphi = \begin{bmatrix} \delta_{55} & \delta_{56} \\ \delta_{65} & \delta_{66} \end{bmatrix}. \quad (2.11)$$

Размерность блоков L_x , $L_y \sim \text{см} / \text{кН}$; размерность блока $L_\varphi \sim (\text{кН}\cdot\text{см})^{-1}$. Элементы δ_{ij} , содержащиеся в блоках (2.11), определяются по формулам (2.6) – (2.9).

2.2. Построение матрицы податливости L_1 поврежденной модели (ПМ-1)

В качестве поврежденной модели ПМ-1 рассматривается ситуация с внезапным разрушением средней колонны № 2 в 1-м этаже каркаса (рис. 5). В результате этого повреждения центр жесткости упругих связей 1-го этажа будет смещаться и уже не совпадает с центром тяжести плиты перекрытия данного этажа.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

AC-278. 08.04.01.2018

Лист
30

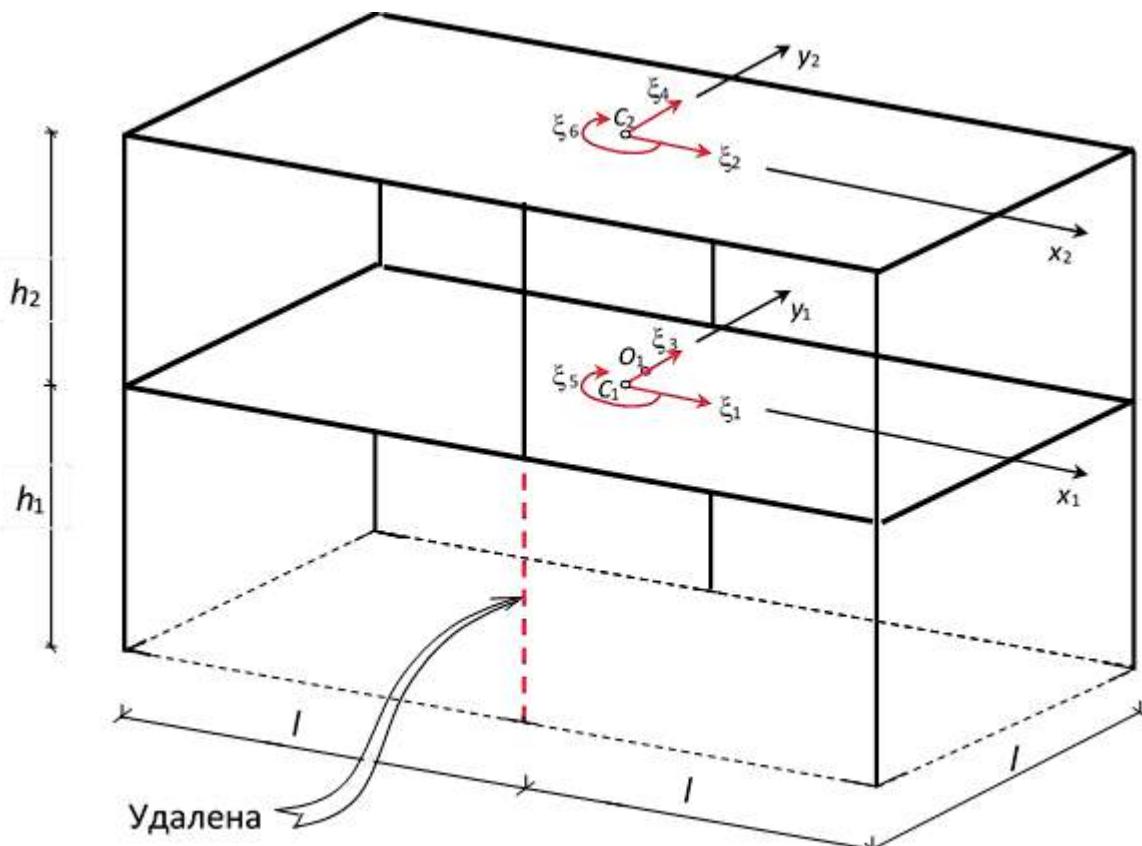


Рис. 5

2.2.1. Определение центра жесткости упругих связей 1-го этажа. При внезапном выключении колонны № 2 положение ц.ж. O_1 этого этажа изменится по отношению к ц.т. C_1 (рис. 5). При смещении перекрытия первого этажа вдоль оси x на величину $\Delta_x = 1$ в колоннах возникают поперечные силы $Q_x = 12EI_y/h_1^3$. Составим сумму моментов относительно ц.ж. O_1 (число колонн в 1-м этаже равно 5):

$$\sum M_{O_1} = 3Q_x(l/2 - a_1) - 2Q_x(l/2 + a_1) = 0.$$

Из этого уравнения следует $a_1 = 0,1l$.

Координата b равна $b = 0$, так как y_1 – ось симметрии (рис. 6).

Для 2-го этажа $a_2 = b_2 = 0$, так как повреждение колонн на этаже отсутствует.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

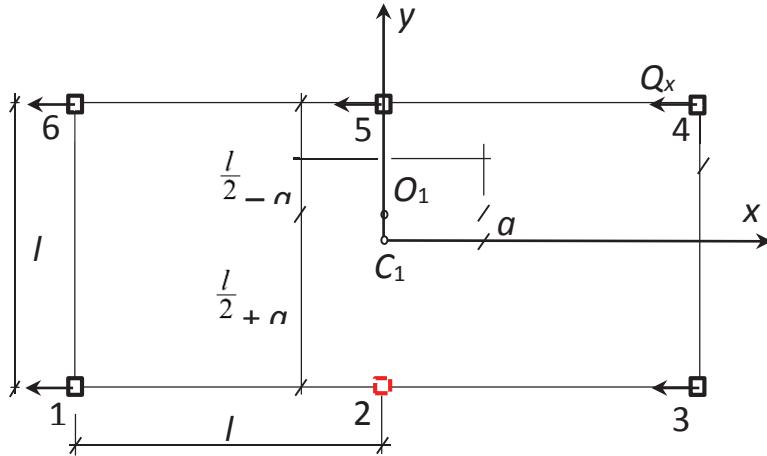


Рис. 6

2.2.2. Определение относительных линейных Δ_1^0 и угловых ϕ_1^0 перемещений 1-го этажа в ПМ-1. Относительные линейные и угловые перемещения этажей определяем по аналогии с перемещениями в БМ.

- *Линейные перемещения ц.ж. O_1 перекрытия 1-го этажа от действия $P_x = P_y = 1$.*

Перемещения Δ_{1x}^0 и Δ_{1y}^0 находятся из условия равновесия пяти колонн $5Q_x = 1$:

$$\Delta_{1x}^0 = \frac{h_1^3}{5 \cdot 12EI_y} = \frac{h_1^3}{60EI_y}; \quad \Delta_{1y}^0 = \frac{h_1^3}{60EI_x}. \quad (2.12)$$

- *Угол поворота перекрытия 1-го этажа от действия единичного момента.* Так же как и в предыдущем случае единичный момент уравновешивается внутренними моментами от сдвигающих сил T_x, T_y (вызванных линейными смещениями концов колонн при повороте перекрытия) и от крутящих моментов M_{kp} , возникающих при закручивании колонн (рис. 7):

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$M_1 = 1 = \frac{12EI_y}{h_1^3} \varphi_1^0 \left[2\left(\frac{l}{2} + a_1\right)^2 + 3\left(\frac{l}{2} - a_1\right)^2 \right] + \frac{12EI_x}{h_1^3} \varphi_1^0 4l^2 + \frac{5\varphi_1^0 GI_p}{h_1} =$$

$$= \frac{\varphi_1^0}{h_1} [12\beta_1^2(1,2EI_y + 4EI_x) + 5GI_p].$$

Относительный угол поворота перекрытия от действия $M_1 = 1$ равен:

$$\varphi_1^0 = \frac{h_1}{48\beta_1^2(0,3EI_y + EI_x) + 5GI_p}. \quad (2.13)$$

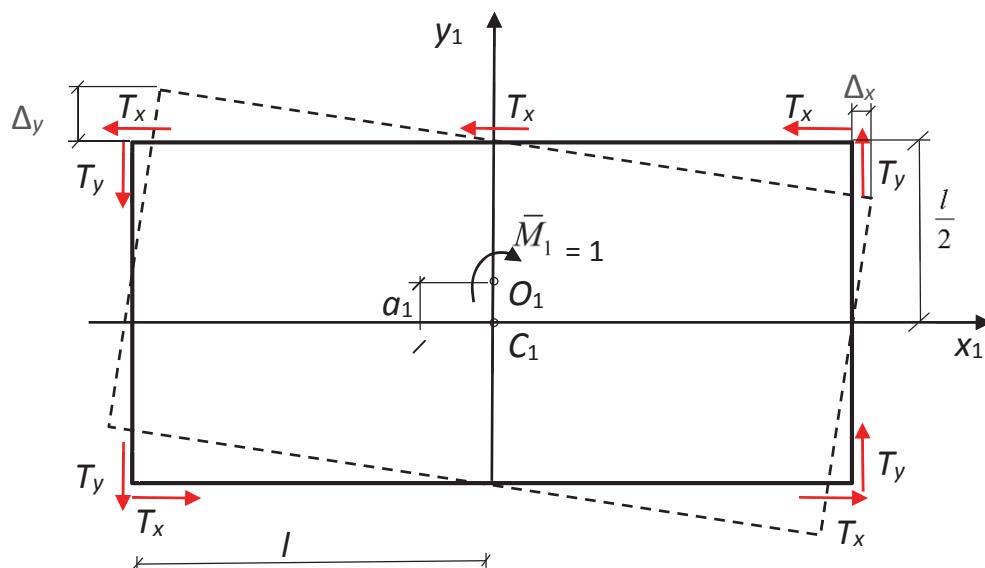


Рис. 7

- Определение относительных линейных Δ_l^0 и угловых φ_l^0 перемещений 1-го этажа в ПМ-1 (от действия $P_x = P_y = 1$). Линейное перемещения ц.т. C_1 перекрытия в направлении оси x складывается из поступательного перемещения ц.ж. O_1 вдоль оси x плюс перемещение от поворота перекрытия на угол φ_1^0 (рис. 8):

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$\delta_{1x}^0 = \Delta_{1x}^0 + a_1^2 \varphi_1^0 = \frac{h_1^3}{60EI_y} + (0,1l)^2 \cdot \frac{h_1}{48\beta_1^2(0,3EI_y + EI_x) + 5GI_p}.$$

Вдоль оси y :

$$\delta_{1y}^0 = \Delta_{1y}^0 = \frac{h_1^3}{60EI_x}.$$

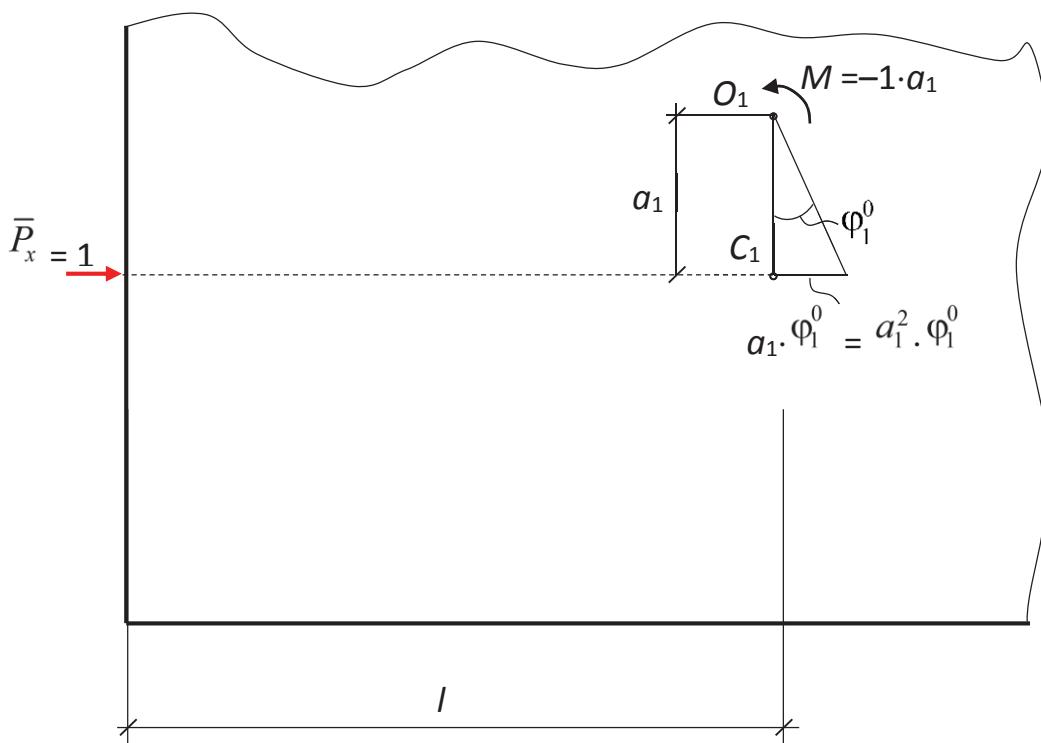


Рис. 8

Окончательно, относительные линейные и угловые перемещения 1-го этажа каркаса составляют:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$\left. \begin{aligned}
 \delta_{11} &= \delta_{1x}^0 = \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,1l)^2 h_1}{48\beta_1^2(0,3EI_y + EI_x) + 5GI_p}; \\
 \delta_{33} &= \delta_{1y}^0 = \frac{h_1^3}{60EI_x}; \\
 \delta_{55} &= \varphi_1^0 = \frac{h_1}{48\beta_1^2(0,3EI_y + EI_x) + 5GI_p}.
 \end{aligned} \right\} \quad (2.14)$$

2.2.3. Определение относительных линейных Δ_2^0 и угловых φ_2^0 перемещений 2-го этажа в ПМ-1. Относительные линейные и угловые перемещения этажей определяем по аналогии с перемещениями в БМ для 6 колонн (положения центров C_2 и O_2 совпадают).

- Относительные линейные перемещения у.т. C_1 (у.ж. O_2) перекрытия 2-го этажа.

$$\Delta_{2x}^0 = \frac{h_2^3}{72EI_y}; \quad \Delta_{2y}^0 = \frac{h_2^3}{72EI_x}. \quad (2.15)$$

- Относительный угол поворота перекрытия 2-го этажа от действия единичного момента.

$$\bar{\varphi}_2^0 = \frac{h_2}{6 \cdot [\beta_2^2(3EI_y + 8EI_x) + GI_p]}. \quad (2.16)$$

2.2.4. Определение абсолютных линейных и угловых перемещений этажей поврежденного каркаса (ПМ-1).

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

- *Первый этаж.* Относительные линейные и угловые перемещения 1-го этажа совпадают с их абсолютными линейными и угловыми перемещениями.

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,1l)^2 h_1}{48\beta_1^2(0,3EI_y + EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{33} &= \frac{h_1^3}{60EI_x}; \\ \delta_{55} &= \frac{h_1}{48\beta_1^2(0,3EI_y + EI_x) + 5GI_p}. \end{aligned} \right\} \quad (2.17)$$

Побочные коэффициенты:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{12} &= \delta_{21} = \delta_{11}; \quad \delta_{13} = \delta_{31} = 0; \quad \delta_{14} = \delta_{41} = 0; \\ \delta_{15} &= \delta_{51} = \delta_{16} = \delta_{61} = -a_1 \bar{\varphi}_1^0 = -\frac{0,1lh_1}{48\beta_1^2(0,3EI_y + EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{32} &= \delta_{23} = 0; \quad \delta_{34} = \delta_{43} = \delta_{33}; \quad \delta_{35} = \delta_{53} = 0; \quad \delta_{36} = \delta_{63} = 0; \\ \delta_{52} &= \delta_{25} = \delta_{15}; \quad \delta_{35} = \delta_{53} = 0; \quad \delta_{45} = \delta_{54} = 0; \quad \delta_{56} = \delta_{65} = \delta_{55}. \end{aligned} \right\} \quad (2.18)$$

- *Второй этаж.* Абсолютные линейные и угловые перемещения 2-го этажа определяются как сумма соответствующих абсолютных перемещений 1-го этажа и относительных перемещений 2-го этажа:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$\left. \begin{aligned} \delta_{22} = \delta_{11} + \Delta_{2x}^0 &= \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{h_2^3}{72EI_y} + \frac{(0,1l)^2 h_1}{48\beta_l^2(0,3EI_y + EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{44} = \delta_{33} + \Delta_{2y}^0 &= \frac{h_1^3}{60EI_x} + \frac{h_2^3}{72EI_x}; \\ \delta_{66} = \delta_{55} + \bar{\Phi}_2^0 &= \frac{h_1}{48\beta_l^2(0,3EI_y + EI_x) + 5GI_p} + \frac{h_2}{12\beta_l^2(1,5EI_y + 4EI_x) + 6GI_p}. \end{aligned} \right\} (2.19)$$

Побочные коэффициенты:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{11}; \quad \delta_{32} = \delta_{23} = 0; \quad \delta_{24} = \delta_{42} = 0; \\ \delta_{25} = \delta_{52} = \delta_{26} = \delta_{62} = -a_1 \bar{\Phi}_1^0 = -\frac{0,1lh_1}{48\beta_l^2(0,3EI_y + EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{41} = \delta_{14} = 0; \quad \delta_{45} = \delta_{54} = 0; \quad \delta_{46} = \delta_{64} = 0. \end{aligned} \right\} (2.20)$$

2.2.5. Матрица податливости L_1 поврежденной модели (ПМ-1). В отличие от матрицы податливости L базовой модели матрица податливости L_1 поврежденной модели каркаса (ПМ-1) не является квазидиагональной. Вследствие смещения центра упругих связей 1-го этажа (ц.ж. O_1 не совпадает с ц.т. C_1), матрица податливости L_1 содержит побочный блок $L_{x\varphi} \neq 0$:

$$L_1 = \begin{bmatrix} L_x & 0 & L_{x\varphi} \\ 0 & L_y & 0 \\ L_{\varphi x} & 0 & L_\varphi \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

или в развернутой форме

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					37

$$L_1 = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & 0 & 0 & \delta_{15} & \delta_{16} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & 0 & 0 & \delta_{25} & \delta_{26} \\ 0 & 0 & \delta_{33} & \delta_{34} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \delta_{43} & \delta_{44} & 0 & 0 \\ \delta_{51} & \delta_{52} & 0 & 0 & \delta_{55} & \delta_{56} \\ \delta_{61} & \delta_{62} & 0 & 0 & \delta_{65} & \delta_{66} \end{bmatrix}, \quad (2.21a)$$

где блоки L_x , L_y , L_φ , $L_{x\varphi}$ – матрицы 2-го порядка:

$$\left. \begin{aligned} L_x &= \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix}; & L_y &= \begin{bmatrix} \delta_{33} & \delta_{34} \\ \delta_{43} & \delta_{44} \end{bmatrix}; & L_\varphi &= \begin{bmatrix} \delta_{55} & \delta_{56} \\ \delta_{65} & \delta_{66} \end{bmatrix}; \\ L_{x\varphi} &= L_{\varphi x} = \begin{bmatrix} \delta_{15} & \delta_{16} \\ \delta_{25} & \delta_{26} \end{bmatrix} & = \begin{bmatrix} \delta_{51} & \delta_{52} \\ \delta_{61} & \delta_{62} \end{bmatrix}. \end{aligned} \right\} \quad (2.22)$$

Размерность блоков L_x , $L_y \sim \text{см} / \text{кН}$; размерность блока $L_\varphi \sim (\text{кН}\cdot\text{см})^{-1}$; размерность блоков $L_{x\varphi}$, $L_{\varphi x} \sim \text{кН}^{-1}$. Элементы δ_{ij} , содержащиеся в блоках (2.22), определяются по формулам (2.17) – (2.20).

2.3. Построение матрицы податливости L_2 поврежденной модели (ПМ-2)

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					38

Поврежденная модель каркаса (ПМ-2) получена удалением угловой колонны №1 (рис. 9).

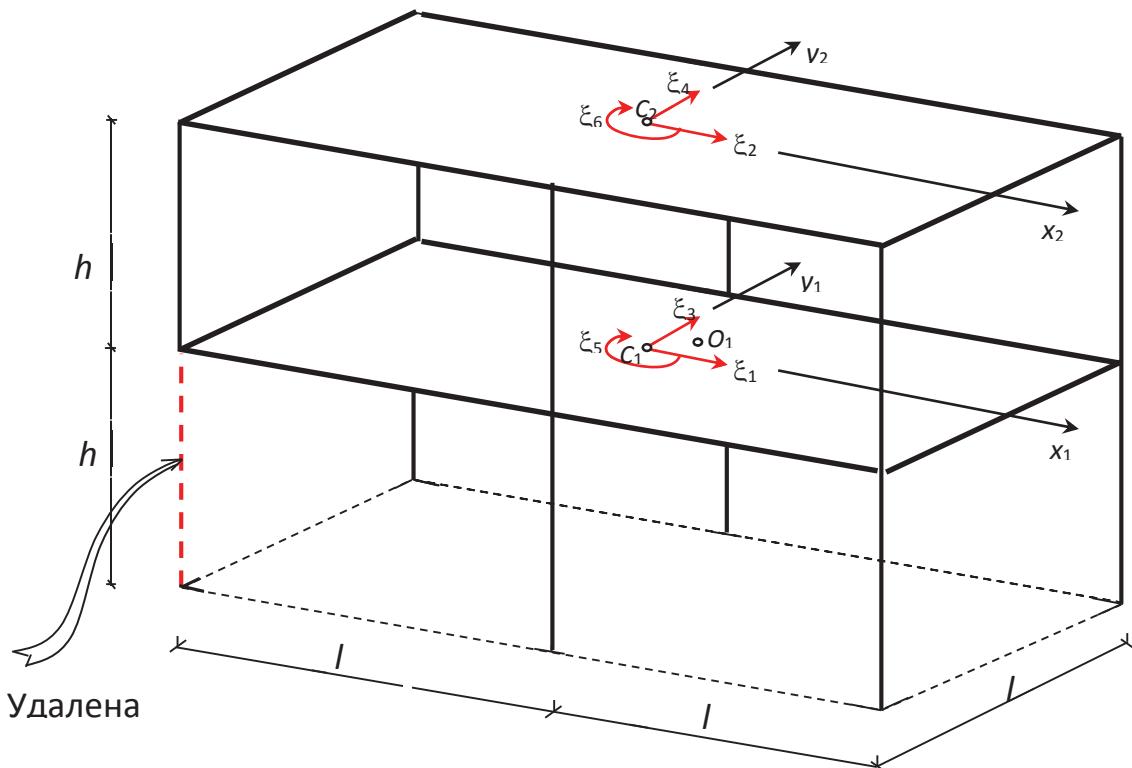


Рис. 9

2.3.1. Определение центра жесткости упругих связей 1-го этажа. При внезапном выключении колонны № 1 в 1-м этаже каркаса число колонн будет равно 5 и положение ц.ж. O_1 этажа изменится по отношению к ц.т. C_1 (рис. 9). При смещении перекрытия вдоль оси x на величину $\Delta_x = 1$ в колоннах 1-го этажа возникают поперечные силы $Q_x = 12EI_y/h_1^3$. Сумма моментов относительно ц.ж. O равна:

$$\sum M_o = 3Q_x(l/2 - a_1) - 2Q_x(l/2 + a_1) = 0.$$

Из этого уравнения следует $a_1 = 0,1l$.

При смещении перекрытия вдоль оси y на величину $\Delta_y = 1$ координату b_1 получим из уравнения:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					39

$$\sum M_o = 2Q_y b_1 + Q_y(l + b_1) - 2Q_y(l - b_1) = 0.$$

Отсюда $b_1 = 0,2l$ (рис. 10).

Для 2-го этажа $a_2 = b_2 = 0$, так как повреждение колонн на этаже отсутствует.

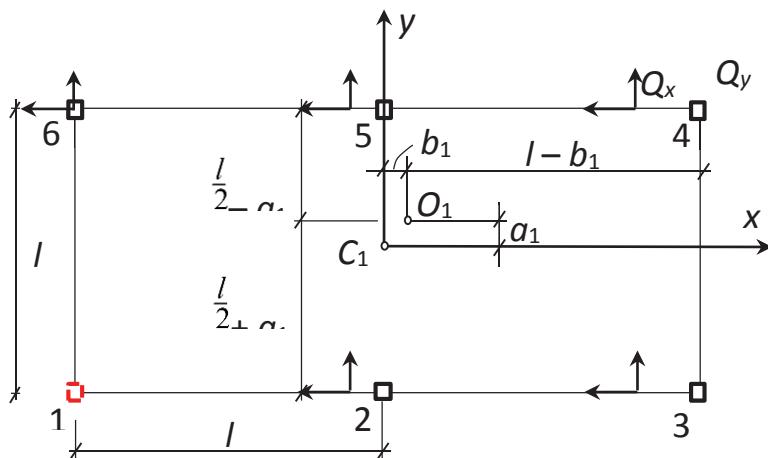


Рис. 10

2.3.2. Определение относительных линейных Δ_1^0 и угловых ϕ_1^0 перемещений 1-го этажа в ПМ-2. Относительные линейные и угловые перемещения этажей определяем по аналогии с предыдущим.

- Линейные перемещения ц.ж. O_1 перекрытия 1-го этажа от действия $P_x = P_y = 1$.

Перемещения Δ_{1x}^0 и Δ_{1y}^0 равны:

$$\Delta_{1x}^0 = \frac{h_1^3}{60EI_y}; \quad \Delta_{1y}^0 = \frac{h_1^3}{60EI_x}. \quad (2.23)$$

- Угол поворота перекрытия 1-го этажа от действия единичного момента. Единичный момент уравновешивается внутренними моментами от

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

сдвигающих сил T_x , T_y , которые вызываются линейными смещениями концов колонн при повороте перекрытия, и от крутящих моментов M_{kp} , возникающих при закручивании колонн (рис. 11):

$$M_1 = 1 = \frac{12EI_y}{h_1^3} \bar{\varphi}_1^0 \left[2\left(\frac{l}{2} + a_1\right)^2 + 3\left(\frac{l}{2} - a_1\right)^2 \right] + \\ + \frac{12EI_x}{h_1^3} \bar{\varphi}_1^0 \left[\left(l + b_1\right)^2 + 2\left(\frac{l}{2} - b_1\right)^2 + 2b_1 \right] + \frac{5\varphi_1^0 GI_p}{h_1}.$$

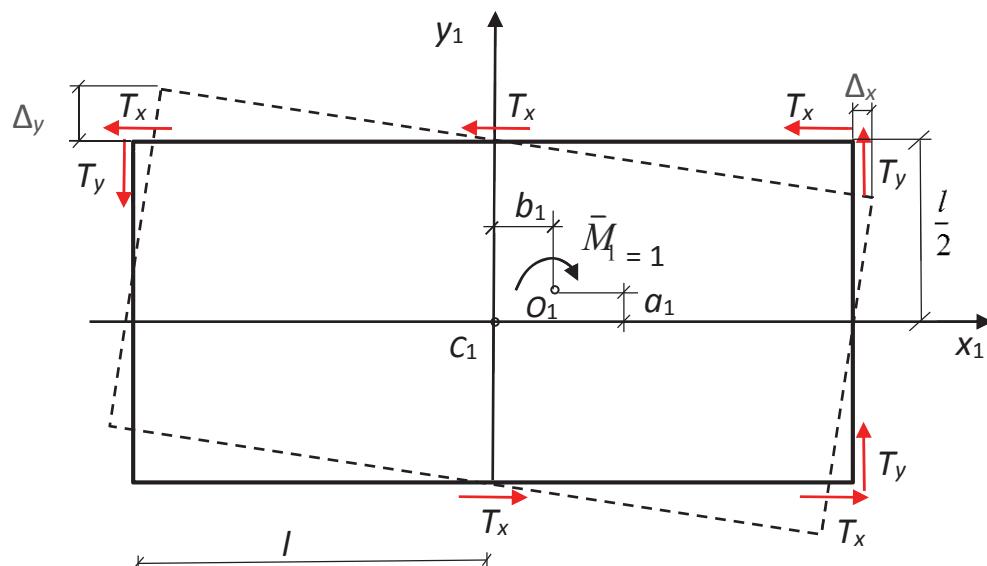


Рис. 11

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

После подстановки $a_1 = 0,1l$ и $b_1 = 0,2l$ получим относительный угол поворота перекрытия от действия $M_1 = 1$:

$$\bar{\Phi}_1^0 = \frac{h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}. \quad (2.24)$$

- Определение относительных линейных Δ_l^0 и угловых φ_l^0 перемещений 1-го этажа в ПМ-2 (единичные силы $P_x = P_y = 1$ приложены в ц.т. C_1). В соответствии с рис. 12 имеем (сила $P_x = 1$ действует вдоль оси x):

$$\varphi_{lx}^0 = a_l \bar{\Phi}_1^0 = \frac{0,1lh_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}.$$

$$\delta_{lx}^0 = \Delta_{lx}^0 + a_l \varphi_{lx}^0 = \Delta_{lx}^0 + a_l^2 \bar{\Phi}_1^0 = \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,1l)^2 h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}$$

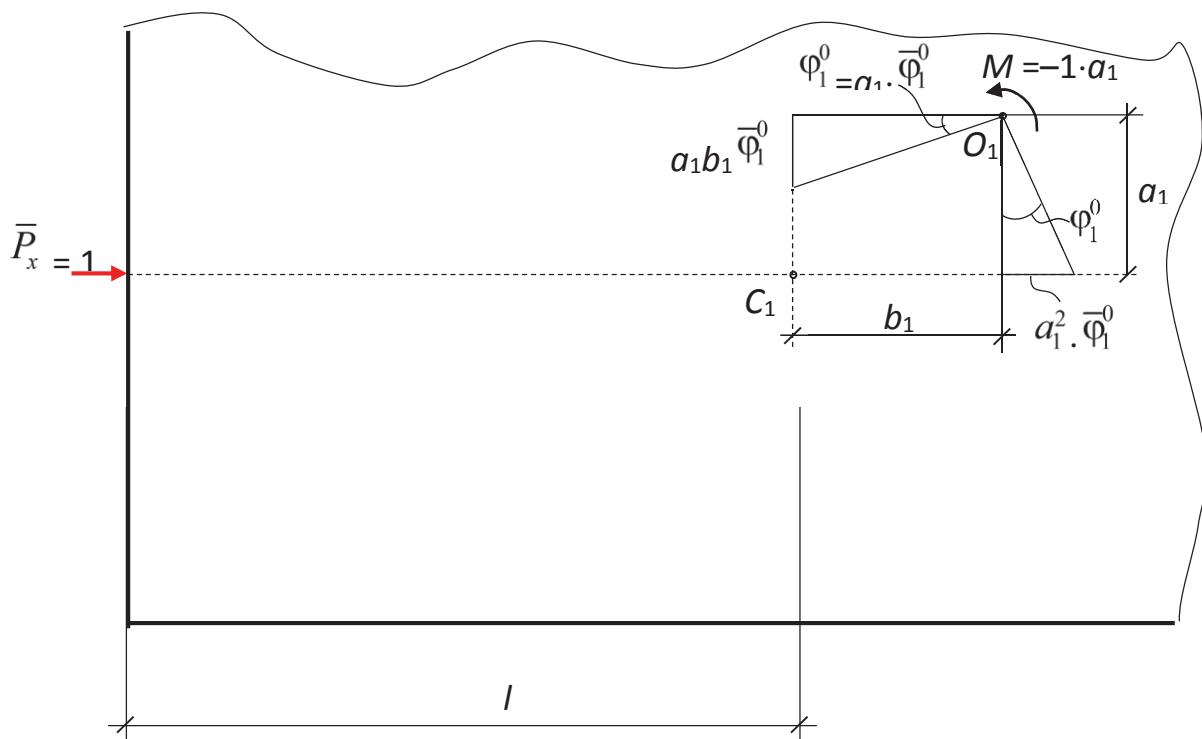


Рис. 12
AC-278. 08.04.01.2018

Сила действует вдоль оси y (рис. 13):

$$\varphi_{1y}^0 = b_1 \bar{\varphi}_1^0 = \frac{0,2l h_1}{\beta_1^2 (14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}$$

$$\delta_{1y}^0 = \Delta_{1y}^0 + b_1 \varphi_{1y}^0 = \Delta_{1y}^0 + b_1^2 \bar{\varphi}_1^0 = \frac{h_1^3}{60EI_x} + \frac{(0,2l)^2 h_1}{\beta_1^2 (14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}.$$

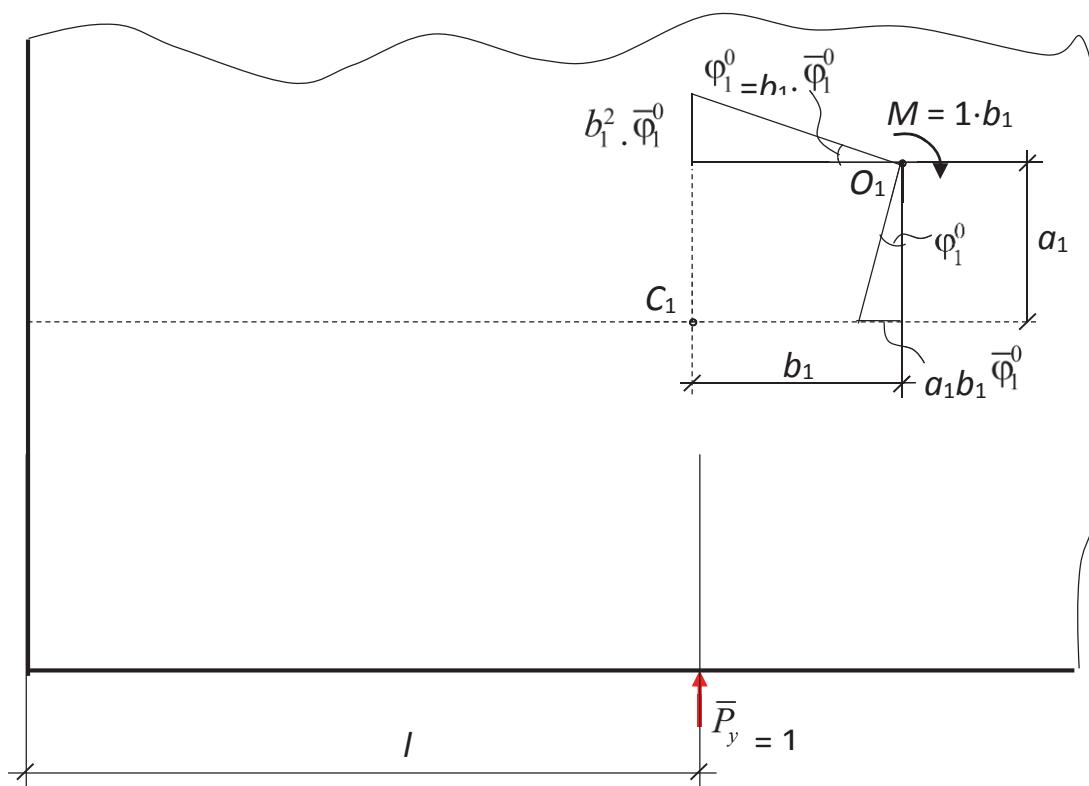


Рис. 13

Окончательно, относительные линейные и угловые перемещения 1-го этажа каркаса составляют:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} = \delta_{1x}^0 &= \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,1l)^2 h_1}{\beta_l^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{33} = \delta_{1y}^0 &= \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,2l)^2 h_1}{\beta_l^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{55} = \bar{\Phi}_1^0 &= \frac{h_1}{\beta_l^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}. \end{aligned} \right\} \quad (2.25)$$

2.3.3. Определение относительных линейных Δ_2^0 и угловых φ_2^0 перемещений 2-го этажа в ПМ-2. Относительные линейные и угловые перемещения этажа определяем для 6 колонн (положения центров C_2 и O_2 совпадают).

- Относительные линейные перемещения ц.т. C_2 (ц.ж. O_2) перекрытия 2-го этажа.

$$\Delta_{2x}^0 = \frac{h_2^3}{72EI_y}; \quad \Delta_{2y}^0 = \frac{h_2^3}{72EI_x}. \quad (2.26)$$

- Относительный угол поворота перекрытия 2-го этажа от действия единичного момента.

$$\bar{\Phi}_2^0 = \frac{h_2}{6 \cdot [\beta_2^2(3EI_y + 8EI_x) + GI_p]}. \quad (2.27)$$

2.3.4. Определение абсолютных линейных и угловых перемещений этажей поврежденного каркаса (ПМ-2).

- Первый этаж поврежденного каркаса. Относительные линейные и угловые перемещения 1-го этажа совпадают с их абсолютными линейными и угловыми перемещениями.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					44

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,1l)^2 h_1}{\beta_l^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{33} &= \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,2l)^2 h_1}{\beta_l^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{55} &= \frac{h_1}{\beta_l^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}. \end{aligned} \right\} \quad (2.28)$$

Побочные коэффициенты:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{12} &= \delta_{21} = \delta_{11}; \\ \delta_{13} &= \delta_{31} = -a_1 b_1 \bar{\varphi}_l^0 = -0,02l^2 \bar{\varphi}_l^0 = \\ &= -\frac{0,02l^2 h_1}{\beta_l^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{15} &= \delta_{51} = \delta_{16} = \delta_{61} = -a_1 \bar{\varphi}_l^0 = \\ &= -\frac{0,1lh_1}{\beta_l^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{14} &= \delta_{41} = \delta_{13}; \quad \delta_{32} = \delta_{23} = \delta_{13}; \quad \delta_{34} = \delta_{43} = \delta_{33}; \\ \delta_{35} &= \delta_{53} = b_1 \bar{\varphi}_l^0 = \frac{0,2lh_1}{\beta_l^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{36} &= \delta_{63} = b_1 \bar{\varphi}_l^0 = 0,2l \bar{\varphi}_l^0; \\ \delta_{52} &= \delta_{25} = \delta_{15}; \quad \delta_{45} = \delta_{54} = \delta_{35}; \quad \delta_{56} = \delta_{65} = \delta_{55}. \end{aligned} \right\} \quad (2.29)$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

- Второй этаж поврежденного каркаса. Абсолютные линейные и угловые перемещения 2-го этажа определяются как сумма соответствующих абсолютных перемещений 1-го этажа и относительных перемещений 2-го этажа:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{22} &= \delta_{11} + \Delta_{2x}^0 = \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{h_2^3}{72EI_y} + \frac{(0,1l)^2 h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{44} &= \delta_{33} + \Delta_{2y}^0 = \frac{h_1^3}{60EI_x} + \frac{h_2^3}{72EI_x} + \frac{(0,2l)^2 h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{66} &= \delta_{55} + \bar{\Phi}_2^0 = \frac{h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p} + \frac{h_2}{\beta_2^2(18EI_y + 48EI_x) + 6GI_p}. \end{aligned} \right\} (2.30)$$

Побочные коэффициенты:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{12} &= \delta_{21} = \delta_{11}; \quad \delta_{32} = \delta_{23} = \delta_{13}; \quad \delta_{24} = \delta_{42} = \delta_{13}; \\ \delta_{25} &= \delta_{52} = \delta_{26} = \delta_{62} = -a_1 \bar{\Phi}_1^0 = -\frac{0,1lh_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{41} &= \delta_{14} = -0,02l^2 \bar{\Phi}_1^0 = -\frac{0,02l^2 h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{45} &= \delta_{54} = b_1 \bar{\Phi}_1^0 = \frac{0,2lh_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{46} &= \delta_{64} = \delta_{45}. \end{aligned} \right\} (2.31)$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

2.3.5. Матрица податливости L_2 поврежденной модели каркаса (ПМ-2). В отличие от предыдущих матриц податливостей L , L_1 матрица податливости L_2 является полной и имеет вид:

$$L_2 = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & \delta_{14} & \delta_{15} & \delta_{16} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} & \delta_{24} & \delta_{25} & \delta_{26} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} & \delta_{34} & \delta_{35} & \delta_{36} \\ \delta_{41} & \delta_{42} & \delta_{43} & \delta_{44} & \delta_{45} & \delta_{46} \\ \delta_{51} & \delta_{52} & \delta_{53} & \delta_{54} & \delta_{55} & \delta_{56} \\ \delta_{61} & \delta_{62} & \delta_{63} & \delta_{64} & \delta_{65} & \delta_{66} \end{bmatrix}, \quad (2.32)$$

где элементы δ_{ij} определяются по формулам (2.28) – (2.31).

Размерность элементов δ_{ij} ($i, j = 1, 2, 3, 4$) \sim см / кН; размерность элементов δ_{ij} ($i, j = 5, 6$) \sim (кН·см) $^{-1}$; размерность побочных элементов δ_{ij} ($i = 1, 2, 3, 4; j = 5, 6$) и δ_{ij} ($i = 5, 6; j = 1, 2, 3, 4$) \sim кН $^{-1}$.

2.4. Построение матриц жесткости K , K_1 , K_2 базовой (БМ) и поврежденных моделей (ПМ-1, ПМ-2)

Каждая из матриц РДМ каркаса строится на основе известного в строительной механике [26] соотношения между матрицей податливости и матрицей жесткости:

$$K = L^{-1},$$

т.е. матрица жесткости равна обратной матрице податливости.

Для выполнения операции обращения матрицы податливости можно использовать различные математические пакеты, в частности, систему MatLab (Дьяконов В.П., Аброменкова И.В. Matlab 5.0/5.3. Система символьной математики. – М.: Изд. Нолидж, 1999.– С. 633). Для этого необходимо в программе записать следующее обращение через функцию **inv** (инверсия):

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					47

$$K = \text{inv}(L), \quad K_1 = \text{inv}(L_1), \quad K_2 = \text{inv}(L_2).$$

По данным командам вычисляются матрицы жесткости всех РДМ каркаса (базовой и обеих поврежденных).

Матрица жесткости БМ:

$$K = \begin{bmatrix} 1,261 & -0,774 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0,774 & 0,774 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,261 & -0,774 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -0,774 & 0,774 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4246511,19 & -260921,94 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -260921,94 & 260921,94 \end{bmatrix} \cdot 10^3 \text{ (кН/см)}.$$

Матрица жесткости ПМ-1:

$$K_1 = \begin{bmatrix} 1, , 1- 8 & 0, , 7 7 4 & 0 & 0 & 0 \\ -0, , 7 7 4 & 0, , 7 7 4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 -, 1 8 - & 0, , 7 7 4 & 0 \\ 0 & 0 - & 0, , 7 7 4 & 0, , 7 7 4 & 0 \\ 2 4 , 4 4 - & 0 & 4 8 , 7 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -0 & 2 6 0 9 \end{bmatrix} \cdot 10^3$$

(кН/см).

Матрица жесткости ПМ-2:

$$K_2 = \begin{bmatrix} 1,18 & -0,774 & 0 & 0 & 24,37 & 0 \\ -0,774 & 0,774 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,18 & -0,774 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -0,774 & 0,774 & 0 & 0 \\ 24,37 & 0 & 0 & 0 & 418401,82 & -260921,94 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -260921,94 & 260921,94 \end{bmatrix} \cdot 10^3 \text{ (кН/см)}.$$

2.5. Построение матриц масс M , M_1 , M_2 базовой (БМ) и поврежденных моделей (ПМ-1, ПМ-2)

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

При построении матриц масс каркаса учитываются массы этажей и моменты инерции этажей, возникающих при их поворотах. Каждый этаж включает в себя массу плиты перекрытия; ригелей, на которые опирается плита; части колонн и стенных панелей, примыкающих к данному этажу.

Проведем выборку элементов каждого этажа; по их ориентировочным размерам и виду материалов определим массы.

Первый этаж. Плита – $6 \times 12 \text{ м} = 72 \text{ м}^2$, толщина – 0,22 м плюс покрытие (5 см) $\approx 0,27 \text{ м}$. Объем плиты – $72 \times 0,27 = 19,44 \text{ м}^3$.

Ригель: общая длина – $6 \times 3 + 12 \times 2 = 42 \text{ м}$; сечение – $0,3 \times 0,6 = 0,18 \approx 0,2 \text{ м}^2$, объем – $42 \times 0,2 = 8,4 \text{ м}^3$.

Колонны: длина – $h_1 \cdot 2/3 + h_2/2 = 4,2 \cdot 2/3 + 3,6/2 = 4,6 \text{ м}$; сечение – $0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$, объем 1-й колонны – $4,6 \cdot 0,16 = 0,74 \text{ м}^3$. Объем 6 колонн – $6 \cdot 0,74 = 4,42 \text{ м}^3$, объем 5 колонн – $5 \cdot 0,74 = 3,7 \text{ м}^3$.

Стеновые панели: высота – 4,6 м; периметр – $(6 + 12) \cdot 2 = 36 \text{ м}$; сечение – 0,5 м; объем – $4,6 \cdot 36 \cdot 0,5 = 82,8 \text{ м}^3$.

Объемный вес тяжелого бетона $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$; объемный вес легкого бетона $\rho = 1,0 \text{ т/м}^3$.

Общая масса 1-го этажа базовой модели (для 6 колонн):

$$(19,44 + 8,4 + 4,42) \cdot 2,5 + 82,8 = 163,4 \text{ т} = 1,63 \text{ кНс}^2/\text{см}.$$

Общая масса 1-го этажа поврежденных моделей (для 5 колонн):

$$(19,44 + 8,4 + 3,7) \cdot 2,5 + 82,8 \cdot 1,0 = 161,6 \text{ т} = 1,616 \text{ кНс}^2/\text{см}.$$

Второй этаж. Плита – $6 \times 12 \text{ м} = 72 \text{ м}^2$, толщина – 0,22 + 0,03 = 0,25 м. Объем плиты – $72 \times 0,25 = 18 \text{ м}^3$.

Объем ригелей – 8,4 м³.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					49

Колонны: длина – $h_2/2 = 3,6/2 = 1,8$ м; сечение – $0,4 \times 0,4 = 0,16$ м², объем 6 колонн – $6 \cdot 1,8 \cdot 0,16 = 1,73$ м³.

Стеновые панели: высота – 1,8 м; периметр – $(6 + 12) \cdot 2 = 36$ м; сечение – 0,5 м; объем стеновых панелей – $1,8 \cdot 36 \cdot 0,5 = 32,4$ м³.

Общая масса 2-го этажа каркаса:

$$(18 + 8,4 + 1,73) \cdot 2,5 + 32,4 \cdot 1,0 = 102,7 \text{ т} = 1,03 \text{ кНс}^2/\text{см}.$$

Матрица масс расчетной динамической модели каркаса в общем виде записывается так:

$$M = \text{diag}(m_1, m_2, m_3, m_4, J_5, J_6),$$

где $m_1 = m_3$, $m_2 = m_4$, $J_5 = cm_1$, $J_6 = cm_2$; J_5, J_6 – моменты инерции перекрытий, кН·см·с².

Геометрическая характеристика c определяется по формуле

$$c = (l^2 + (2l)^2)/12 = (600^2 + (2 \cdot 600)^2)/12 = 15 \cdot 10^4 \text{ см}^2.$$

Здесь $l, 2l$ – размеры перекрытия в плане.

Матрица масс базовой модели. Элементы матрицы масс $m_1 = m_3 = 1,63$ кНс²/см; $m_2 = m_4 = 1,03$ кНс²/см; Моменты инерции перекрытий: $J_5 = cm_1 = 1,63 \cdot 15 \cdot 10^4 = 24,45 \cdot 10^4$ кН·см·с²; $J_6 = cm_2 = 1,03 \cdot 15 \cdot 10^4 = 15,45 \cdot 10^4$ кН·см·с².

Матрица масс БМ имеет вид

$$M = \text{diag}(1,63 \ 1,03 \ 1,63 \ 1,03 \ 24,45 \cdot 10^4 \ 15,45 \cdot 10^4).$$

В развернутом виде:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	50
					AC-278. 08.04.01.2018	

$$M = \begin{bmatrix} 1,63 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1,03 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,63 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1,03 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 24,45 \cdot 10^4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 15,45 \cdot 10^4 \end{bmatrix}. \quad (2.32)$$

Матрица масс поврежденной модели. Элементы матриц масс обеих поврежденных моделей (ПМ-1 и ПМ-2) одинаковы и составляют: $m_1 = m_3 = 1,616 \text{ кНс}^2/\text{см}$; $m_2 = m_4 = 1,03 \text{ кНс}^2/\text{см}$; Моменты инерции перекрытий: $J_5 = cm_1 = 1,616 \cdot 15 \cdot 10^4 = 24,24 \cdot 10^4 \text{ кН}\cdot\text{см}\cdot\text{с}^2$; $J_6 = cm_2 = 1,03 \cdot 15 \cdot 10^4 = 15,45 \cdot 10^4 \text{ кН}\cdot\text{см}\cdot\text{с}^2$.

Матрица масс ПМ-1 и ПМ-2 имеет вид

$$M_1 = M_2 = \text{diag}(1,616 \ 1,03 \ 1,616 \ 1,03 \ 24,24 \cdot 10^4 \ 15,45 \cdot 10^4).$$

В развернутом виде:

$$M_1 = M_2 = \begin{bmatrix} 1,616 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1,03 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,616 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1,03 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 24,24 \cdot 10^4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 15,45 \cdot 10^4 \end{bmatrix}.$$

2.6. Построение матриц демпфирования C , C_1 , C_2 базовой (БМ) и поврежденных моделей (ПМ-1, ПМ-2)

В соответствии с [37] для учета внутреннего трения принимаем матрицу демпфирования, подчиняющуюся модели неоднородного демпфирования, по формуле:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					51

$$C = (K \cdot T + T \cdot K)/2,$$

где K – матрица жесткости; $T = \text{diag} (t_1, t_2, \dots, t_n)$ – диагональная матрица, в которой t_k определяется по формуле:

$$t_k = \frac{\delta}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{m_k}{r_{kk}}} ;$$

$\delta = 0,2$ – логарифмический декремент колебаний, принятый для бетона; m_k , r_{kk} – k -е диагональные элементы соответственно матриц M и K .

Ниже показаны матрицы T , T_1 , T_2 соответственно для базовой модели, модели ПМ-1 и ПМ-2:

$$T = \begin{bmatrix} 2,277 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2,296 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2,277 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2,296 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1,516 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1,531 \end{bmatrix} \cdot 10^{-3} (\text{c}),$$

$$T_1 = \begin{bmatrix} 2,34 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2,296 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2,34 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2,296 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1,578 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1,531 \end{bmatrix} \cdot 10^{-3} (\text{c}),$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$T_2 = \begin{bmatrix} 2,34 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2,296 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2,34 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2,296 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1,522 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1,531 \end{bmatrix} \cdot 10^{-3} \text{ (c).}$$

Матрицы демпфирования C , C_1 , C_2 базовой и поврежденных моделей (ПМ-1, ПМ-2), соответственно, принимают значения:

$$C = \begin{bmatrix} 5,743 & -3,538 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -3,538 & 3,552 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5,743 & -3,538 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -3,538 & 3,552 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1293576,11 & -795184,16 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -795184,16 & 799011,83 \end{bmatrix} \text{ (кН·с/см),}$$

$$C_1 = \begin{bmatrix} 5,526 & -3,586 & 0 & 0 & 95,7560 & 0 \\ -3,586 & 3,552 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5,523 & -3,587 & -190,956 & 0 \\ 0 & 0 & -3,587 & 3,552 & 0 & 0 \\ 95,7560 & 0 & -190,956 & 0 & 1228592,48 & -811361,48 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -811361,48 & 799011,83 \end{bmatrix} \text{ (кН·с/см),}$$

$$C_2 = \begin{bmatrix} 5,523 & -3,587 & 0 & 0 & 94,154 & 0 \\ -3,587 & 3,552 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5,523 & -3,587 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -3,587 & 3,552 & 0 & 0 \\ 94,154 & 0 & 0 & 0 & 1273892,77 & -796715,68 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -796715,68 & 799011,83 \end{bmatrix} \text{ (кН·с/см).}$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

2.7. Внешняя нагрузка

Внешнее воздействие представляет собой синусоидальный импульс, действующий в уровнях этажей каркаса. В векторном виде внешняя нагрузка, моделирующая взрыв, записывается так:

$$P(t) = P_0 \cdot \sin (\theta t),$$

где: $P_0 = 1000$ кН – вектор амплитуд; $\theta = \pi/t_a$; $t_a = 1,5$ с – продолжительность действия импульсов.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					54

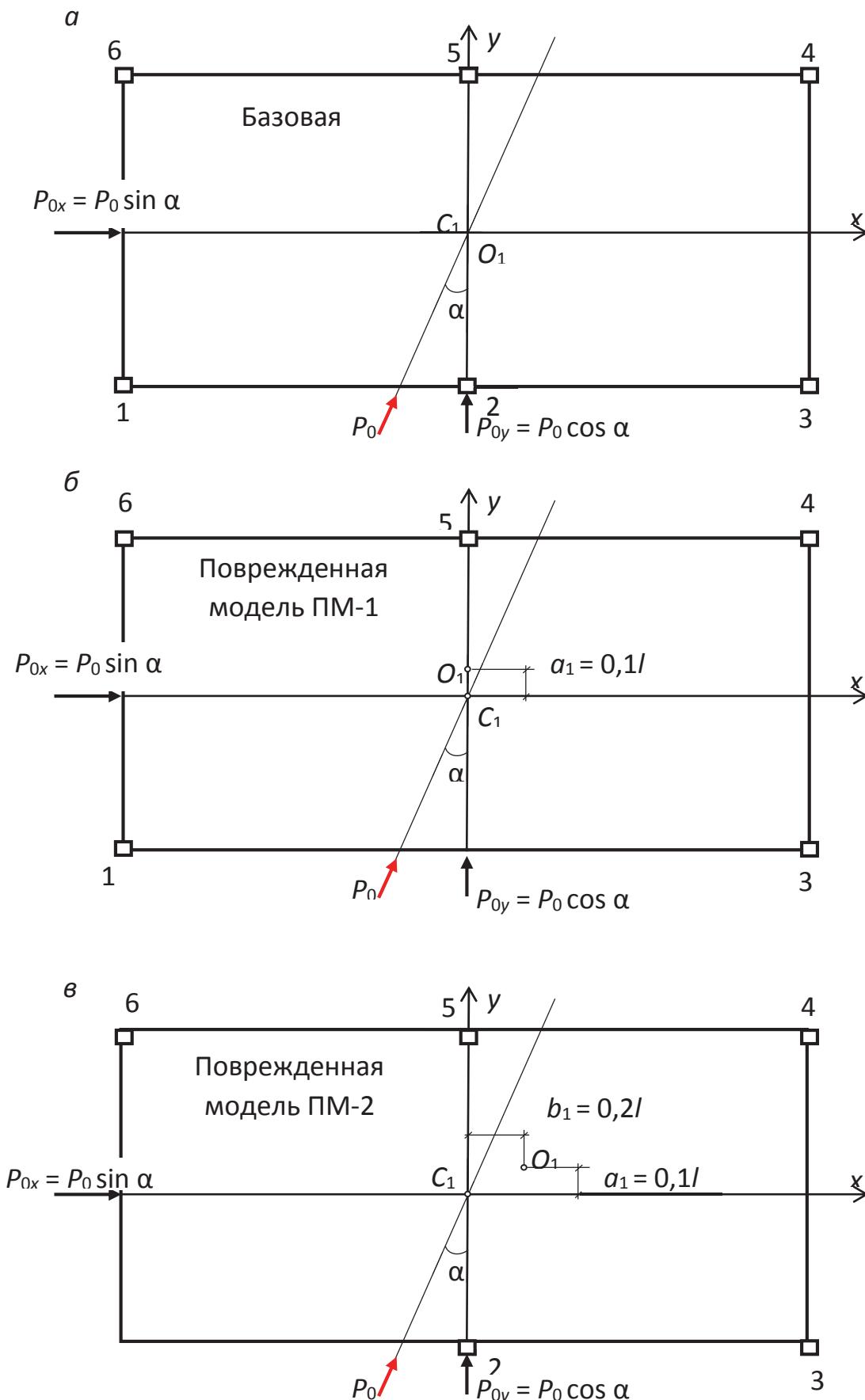


Рис. 14

Вектор нагрузки составляет угол $\alpha = \pi / 6$ с осью у (рис. 14). Для БМ крутящий момент в перекрытиях этажей отсутствует, т.к. в обоих этажах центры масс C и жесткости O совпадают (рис. 14 а); для поврежденных моделей (ПМ-1, ПМ-2) в 1-м этаже эти центры C_1 и O_1 смешены относительно друг друга (рис. 14 б, в). Крутящие моменты соответственно равны (5-я компонента вектора внешней нагрузки):

$$M_5 = -P_x \cdot a_1 = -30000 \text{ кН}\cdot\text{см} \text{ (для ПМ-1);}$$

$$M_5 = P_y \cdot b_1 - P_x \cdot a_1 = 73923,05 \text{ кН}\cdot\text{см} \text{ (для ПМ-2),}$$

где $P_x = P_0 \cdot \sin \alpha = 500 \text{ кН}$, $P_y = P_0 \cdot \cos \alpha = 866,025 \text{ кН}$.

Векторы амплитуд базовой (БМ) и поврежденных моделей (ПМ-1, ПМ-2) соответственно принимают значения:

$$P_0 = \begin{bmatrix} 500 \\ 500 \\ 866,025 \\ 866,025 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ (кН)}, \quad P_{01} = \begin{bmatrix} 500 \\ 500 \\ 866,025 \\ 866,025 \\ -30000 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ (кН)}, \quad P_{02} = \begin{bmatrix} 500 \\ 500 \\ 866,025 \\ 866,025 \\ 73923,05 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ (кН)}.$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

ГЛАВА III. ВРЕМЕННОЙ АНАЛИЗ РЕАКЦИИ РДМ ДВУХЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ

3.1. Блок-схема алгоритма и программа расчета

Краткое описание блок-схемы алгоритма решения динамической задачи. Блок-схема алгоритма динамического расчета каркаса приведена на рис. 15. В блоке ввода данных формируются внешние динамические параметры. К этим параметрам относятся матрицы масс, демпфирования, жесткости, а также вектор внешней нагрузки. Матрицы жесткости, демпфирования и вектор амплитуд нагрузки формируются для базовой модели и для обеих поврежденных моделей.

На первом этапе расчета при $t = t_0$ назначаются параметры БМ (M, C, K, P_0) и начальные условия: $Y_0 = Y(t_0)$, $\dot{Y}_0 = \dot{Y}(t_0)$. Из решения МКУ вычисляются параметры собственных колебаний каркаса (частоты и формы собственных колебаний, коэффициенты демпфирования).

В блоке построения уравнений реакции каркаса формируются все параметры динамической реакции. В частности, кинематические параметры: перемещения, скорости и ускорения ц.т. C_i плит перекрытий этажей каркаса, а также угловые характеристики (углы поворота перекрытий, скорости и ускорения углов поворота). На основе кинематических параметров формируются силовые параметры каркаса – это восстановливающие, диссипативные и инерционные силы, возникающие в перекрытиях и приложенные в их ц.т., а также моментные характеристики данных величин (восстановливающие, диссипативные и инерционные моменты). Данные параметры реакции вычисляются в шаговом процессе (шаг $\Delta t = 0,005$ с) до тех пор, пока не произойдет разрушение колонны (результат взрыва).

После разрушения колонны (при $t_1 = 0,85$ с) происходит изменение режима колебаний каркаса. Переход от БМ к поврежденной модели осуществляется путем замены матриц демпфирования, жесткости и вектора

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	57
					AC-278. 08.04.01.2018	

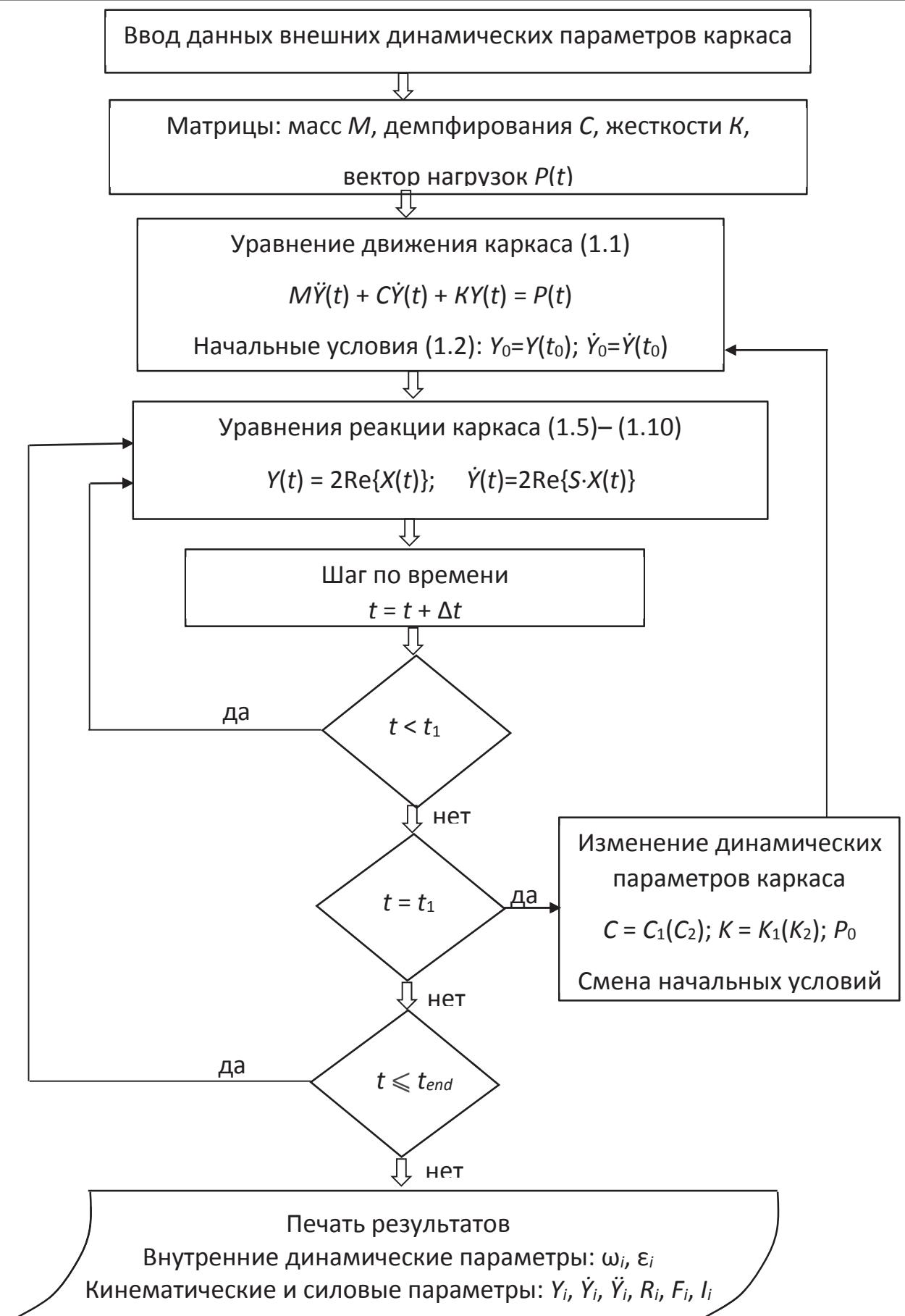


Рис. 15

амплитуд нагрузки, т.е. вместо C, K, P_0 вводятся величины C_1, K_1, P_{01} . При

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

этом выполняется обязательная смена начальных условий:

$$Y_0 = Y(t_1), \dot{Y}_0 = \dot{Y}(t_1),$$

обеспечивающая непрерывность перемещений и скоростей узлов каркаса при выключении колонны в момент времени t_1 .

Последующие колебания происходят до тех пор, пока не закончится время шагового процесса. По итогам вычислений выводятся осцилограммы всех динамических параметров реакции поврежденного каркаса, включая характеристики упругого решения.

Описание программы «Каркас» по динамическому расчету каркасного здания. Программа «Каркас» проводит решение динамической задачи на основе метода временного анализа реакции конечномерных систем с учетом внутреннего трения материала. Проводится временной анализ реакции каркаса при действии нагрузки, имитирующей взрыв. Программа расчета выполнена в математической системе MatLab. Программа «Каркас» включает в себя основную программу и вспомогательные процедуры «stima» и «msqe». В программе «Каркас» выполняется построение в трех вариантах вектора амплитуд внешнего импульсного воздействия. Векторы отличаются только 5-й компонентой, содержащей крутящий момент, действующий в плите перекрытия 1-го этажа. Эта компонента зависит от расположения ц.ж. упругих связей относительно координат ц.т. перекрытия данного этажа.

Процедура «stima» проводит формирование внешних динамических параметров каркаса, к которым относятся жесткостные, инерционные и демпфирующие характеристики каркаса. Эти характеристики формируются в виде соответствующих матриц, причем матрицы жесткости и демпфирования строятся в трех вариантах: для БМ и двух поврежденных моделей (ПМ-1 и ПМ-2).

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АС-278. 08.04.01.2018

Лист

59

Процедура «msqe» обеспечивает решение характеристического уравнения (или МКУ), в результате которого вычисляются параметры собственных колебаний каркаса.

Текст программы «Каркас» и вспомогательной процедуры «stima» вынесен, соответственно, в приложение 1 и 2.

3.2. Собственные колебания каркаса

К внутренним динамическим характеристикам каркаса относятся частоты собственных колебаний, коэффициенты демпфирования и формы собственных колебаний.

На Рис. 16 показан частотный спектр ω_i (с^{-1}) расчетных моделей каркасного здания. Черным цветом изображена кривая частот собственных колебаний базовой модели, красным цветом – кривая частот ПМ-1 и синим цветом – кривая частот ПМ-2. На горизонтальной оси – порядковый номер частоты.

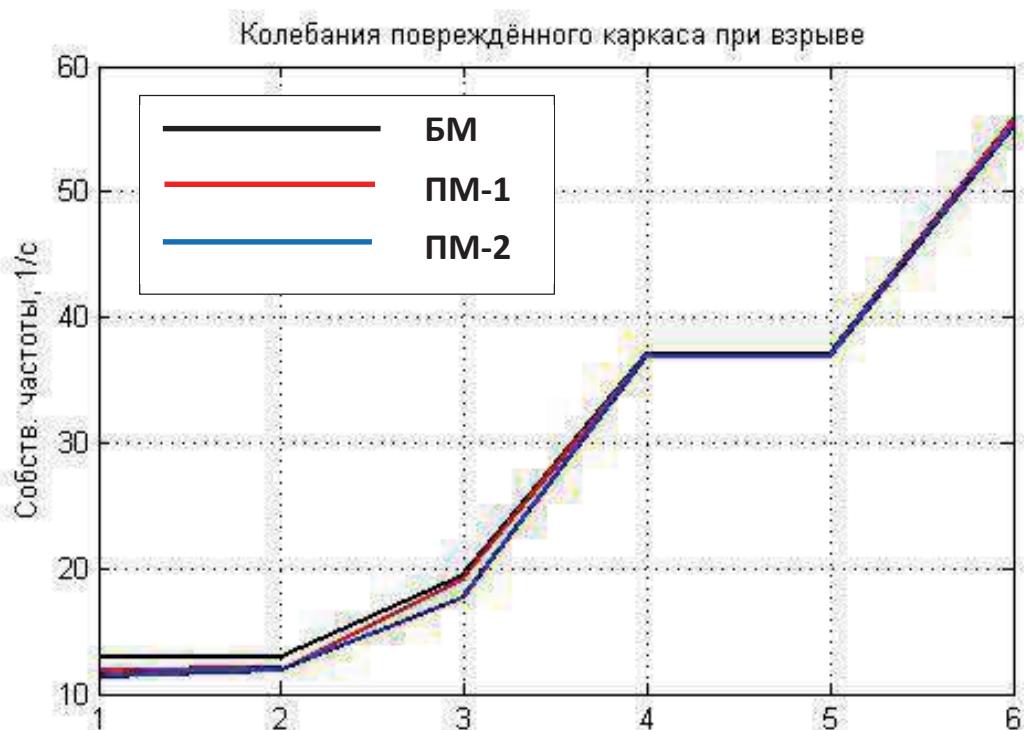


Рис. 16.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

На рис. 17 показан спектр коэффициентов демпфирования ε_i (с^{-1}) для тех же расчетных моделей каркасного здания (черный цвет – БМ; красный цвет – ПМ-1; синий цвет – ПМ-2).

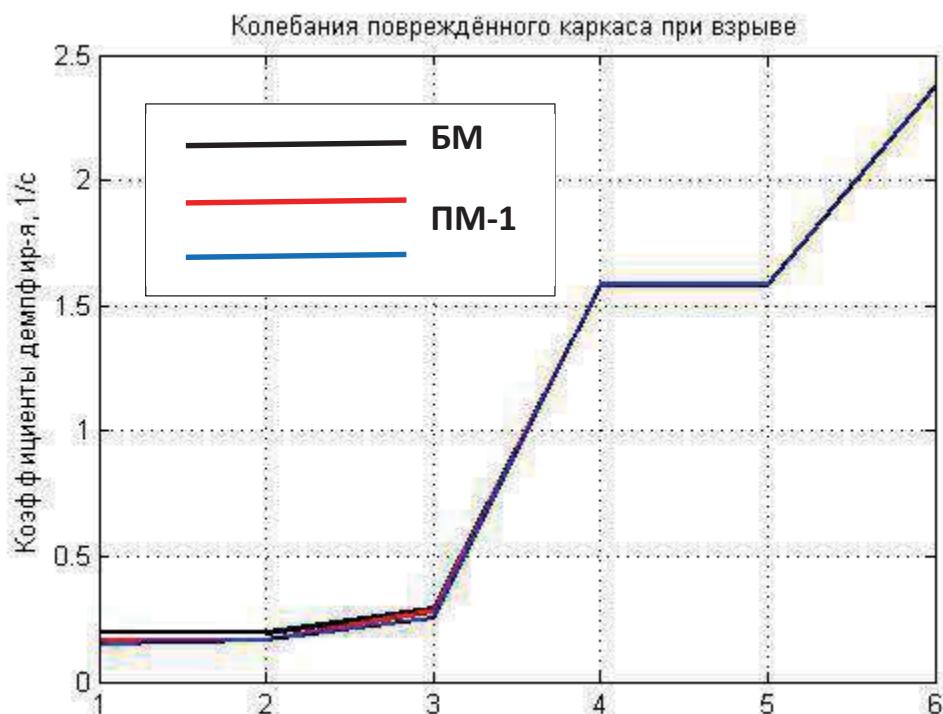


Рис. 17.

3.3. Определение кинематических параметров реакции каркаса

Импульсная нагрузка в виде взрыва действует под углом 30° к оси у (рис. 14). Параметры нагрузки: продолжительность действия импульса – 0,85 с, амплитуда импульса – 100 т, форма импульса принята в виде синусоидальной функции.

В данном параграфе приведены осцилограммы перемещений (рис. 18-26), скоростей (рис. 27-32), ускорений (рис. 33-37) и соответствующих угловых характеристик этажей каркаса для различных расчетных моделей. Далее для всех осцилограмм параметров реакции БМ принят черный цвет, ПМ-1 – красный и ПМ-2 – синий.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

3.3.1. Линейные и угловые перемещения этажей каркаса.

Перемещения перекрытий в направлении оси x. На рис. 18, 19 представлены осциллограммы перемещений ц.т. перекрытий, соответственно, 1-го и 2-го этажей в направлении оси x .

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист 62
					AC-278. 08.04.01.2018

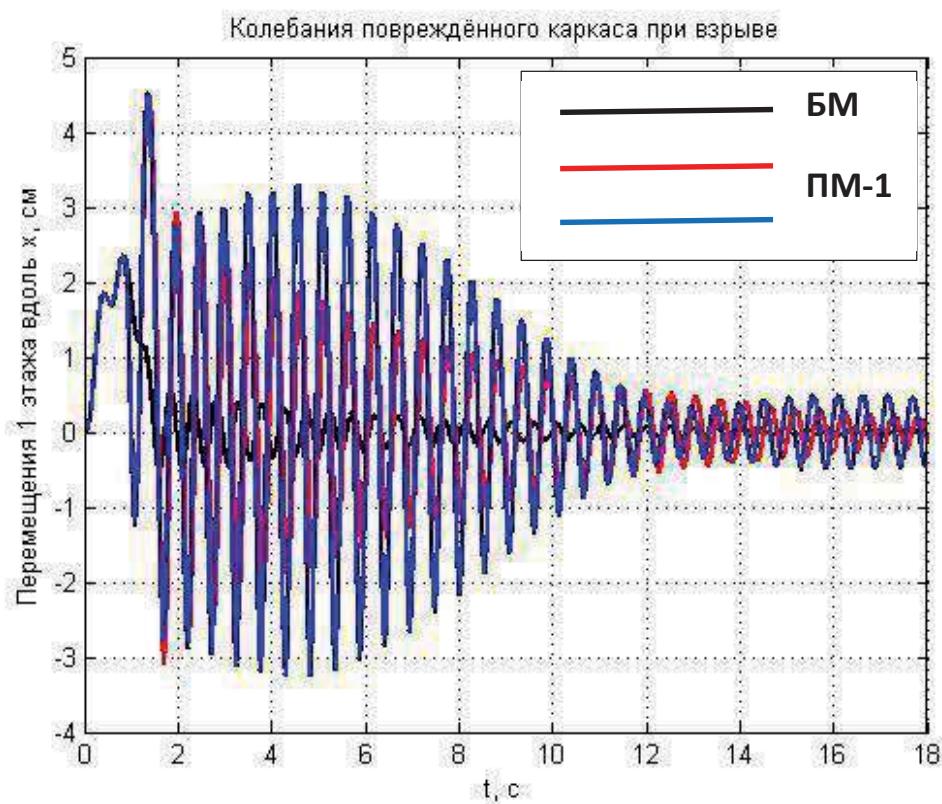


Рис. 18

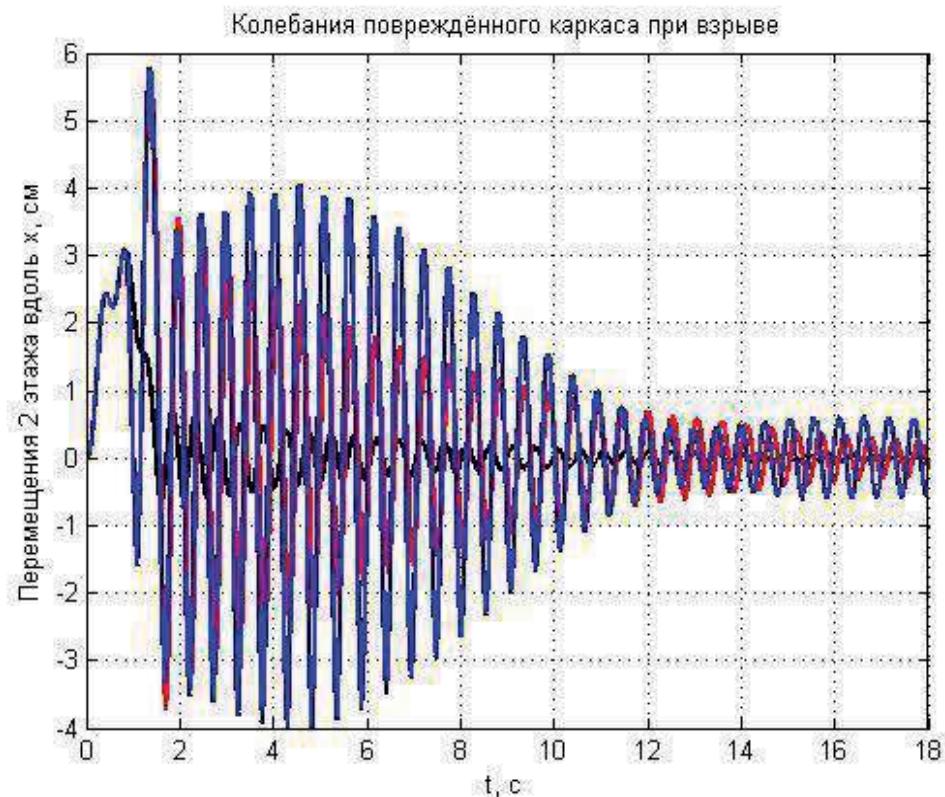


Рис. 19

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Перемещения перекрытий в направлении оси у. На рис. 20, 21 представлены осциллограммы перемещений ц.т. перекрытий, соответственно, 1-го и 2-го этажей в направлении оси у.

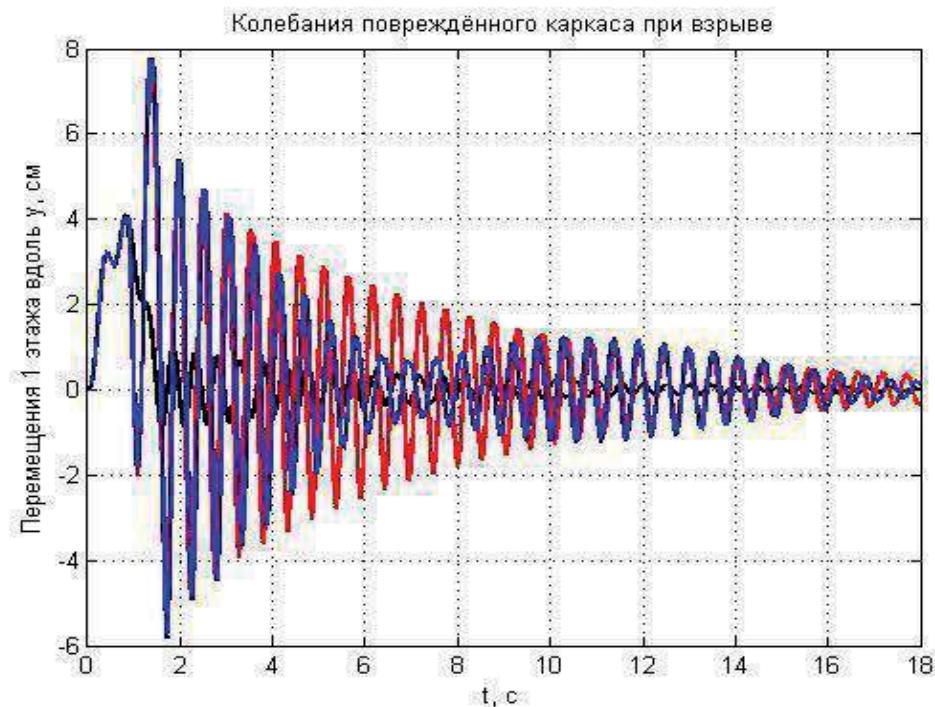


Рис. 20

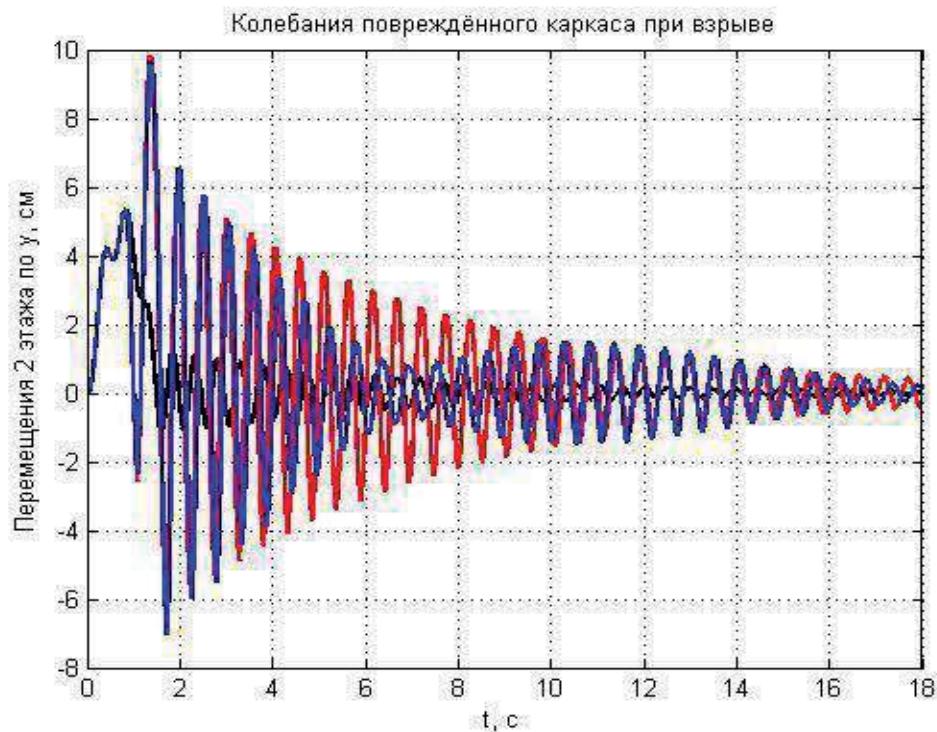


Рис. 21

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

На рис. 22, 23 показаны фрагменты осцилограмм перемещений ц.т. перекрытия 2-го этажа в направлении, соответственно, оси x и y . В момент наибольшего перемещения плиты БМ по осям x и y (при $t_1 = 0,85$ с) происходит внезапное разрушение колонны. С этого момента начинается разветвление кривых, которое характеризуется резким возрастанием амплитудных перемещений для поврежденных моделей относительно перемещений БМ. После $t > 1,5$ с амплитуды поврежденных моделей превышают амплитуды БМ более, чем в 4-5 раз.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					65

3.5. Оценка точности построения динамической реакции каркаса

Точность полученного решения оценивается с помощью невязки обыкновенного дифференциального уравнения движения. На каждом шаге временного анализа вычисляется разность между вектором сил левой части уравнения движения, который вычисляется в процессе решения задачи, и вектором правой части уравнения, элементы которого представляют заданные функции внешнего воздействия. Критерием точности является невязка (разность по модулю) между этими векторами, величина которой не превышает бесконечно малой погрешности ε :

$$\Delta\varphi(t) = |f_{\text{лев}}(t) - f_{\text{прав}}(t)| \leq \varepsilon,$$

где $f_{\text{лев}}(t) = -I(t) + F(t) + R(t)$ – вектор искомых сил левой части уравнения движения, представляющий алгебраическую сумму инерционных, диссипативных и восстанавливающих сил; $f_{\text{прав}}(t) = P(t)$ – вектор заданных функций в виде внешнего воздействия; $\Delta\varphi(t)$ – невязка исходного дифференциального уравнения движения.

На рис. 42 приведены осциллограммы невязок дифференциального уравнения движения центров тяжести перекрытий в направлении оси x , на рис. 43 даны аналогичные осциллограммы невязок для движения этажей в направлении оси y .

Как следует из приведенных осциллограмм точность решения дифференциального уравнения движения поврежденных моделей (ПМ-1 и ПМ-2) не выходит за пределы погрешности $\varepsilon \leq 3,5 \cdot 10^{-11}$ кН. Причем для БМ погрешность не превышает величины $\varepsilon \leq 3 \cdot 10^{-12}$ кН, т.е. на порядок ниже погрешности для поврежденных моделей каркаса.

Данные результаты свидетельствуют о высокой точности решения конструктивно-нелинейной задачи при колебаниях расчетно-динамической модели каркаса в различных его состояниях: в режиме БМ (до разрушения

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

AC-278. 08.04.01.2018

Лист

78

3.6. Определение максимальных напряжений в колоннах каркаса и прогноз его живучести

Максимальные нормальные напряжения возникают в угловых колоннах с номерами 1, 3, 4, 5 (рис.2). Нормальные напряжения определяются по формуле

$$\sigma = -\frac{F}{A} \pm \frac{M_x \Delta_i}{W_x},$$

где F – сжимающая сила от веса перекрытий, приходящаяся на одну колонну; A – площадь поперечного сечения колонны ($A = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$); M_x – изгибающий момент в концевых сечениях колонн при единичном смещении; $W_x = b^3/6$ ($b = 0,4 \text{ м}$) – осевой момент сопротивления поперечного сечения колонны; Δ_i – максимальное относительное перемещение концевых сечений колонн i -го этажа в процессе колебаний каркаса (i – номер этажа).

Сжимающая сила в 1-м этаже (в расчете на одну колонну) равна:

$$F = mg = (161,6 + 103) \cdot 9,81 / 5 = 519,15 \text{ кН.}$$

Нормальные напряжения от статического веса:

$$-\frac{F}{A} = -\frac{519,15}{0,16} = -3244,7 \text{ кН/м}^2 = -3,24 \text{ МПа.}$$

Сжимающая сила во 2-м этаже:

$$F = mg = 103 \cdot 9,81 / 6 = 168,4 \text{ кН.}$$

Нормальные напряжения:

$$-\frac{F}{A} = -\frac{168,4}{0,16} = -1052,5 \text{ кН/м}^2 = -1,05 \text{ МПа.}$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	80
					AC-278. 08.04.01.2018	

Изгибающий момент определяется как для жестко защемленного стержня по формуле $M_x = 6EJ_x / h_i^2$. Величина Δ_i отыскивалась как среднее геометрическое от двух ортогональных смещений Δ_{xi}, Δ_{yi} : $\Delta_i = \sqrt{\Delta_{xi}^2 + \Delta_{yi}^2}$.

По результатам анализа поврежденного каркаса ПМ-1 (с выключенной средней колонной № 2) максимальные напряжения в колоннах 1-го этажа, соответственно №1, №3, №4, №6, на всем интервале реагирования составили:

$$\text{№ 1: } \sigma_{\max 1} = -3,24 - 13,6 = -16,84 \text{ МПа;}$$

$$\text{№ 3: } \sigma_{\max 3} = -3,24 - 16,0 = -19,24 \text{ МПа;}$$

$$\text{№ 4: } \sigma_{\max 4} = -3,24 - 15,6 = -18,84 \text{ МПа;}$$

$$\text{№ 6: } \sigma_{\max 6} = -3,24 - 12,8 = -16,14 \text{ МПа.}$$

Аналогично во 2-м этаже:

$$\text{№ 1: } \sigma_{\max 1} = -1,05 - 5,9 = -6,95 \text{ МПа;}$$

$$\text{№ 3: } \sigma_{\max 3} = -1,05 - 5,24 = -6,29 \text{ МПа;}$$

$$\text{№ 4: } \sigma_{\max 4} = -1,05 - 5,16 = -6,21 \text{ МПа;}$$

$$\text{№ 6: } \sigma_{\max 6} = -1,05 - 4,8 = -5,85 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление бетона на сжатие для класса В25 равно $R_b = 18,5$ МПа [1]. Для всех колонн 2-го этажа условие прочности выполняется, так как максимальное значение расчетного напряжения $\sigma_{\max(i)} < R_b = 18,5$ Мпа. В 1-м этаже угловая колонна №3 находится в **опасном состоянии**. Условие прочности для этой колонны не выполняется, так как $\sigma_{\max(3)} = -19,24$ МПа превышает прочность бетона на сжатие и, следовательно, при заданном режиме колебаний поврежденной модели от взрыва произойдет разрушение данной колонны. Это может вызвать эффект лавинообразного обрушения всего каркаса.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Для колонны №4 с максимальным напряжением $\sigma_{\max(4)} = -18,84$ МПа

$$\text{перенапряжение составляет } \frac{\sigma_{\max} - R_b}{R_b} \cdot 100\% = \frac{18,84 - 18,5}{18,5} \cdot 100\% = 1,8\%.$$

3.7. Анализ результатов. Выводы

1. Построена математическая модель колебаний каркаса при внезапном разрушении колонны. Определение динамической реакции каркаса в рамках аналитического подхода является важным научным результатом, так как решение конструктивно нелинейных задач вынужденных колебаний конструкций реализуется только численными методами [50].

2. Наиболее неблагоприятные условия колебаний относятся к поврежденному каркасу ПМ-2, в котором произошло разрушение угловой колонны. На всех осцилограммах этот вариант разрушения изображен синим цветом. Можно видеть, что синий цвет, практически, на всех участках колебаний превалирует над красным цветом, который соответствует варианту разрушения ПМ-1.

3. Максимальные относительные перемещения и ускорения и максимальные силовые параметры (восстанавливающие и инерционные силы) имеют место в 1-м этаже. Для кинематических характеристик (перемещений) это следует из результатов вычисления напряжения σ_{\max} , зависящего от величины смещения Δ_i (см. п. 3.6). Для силовых характеристик это видно из приведенных осцилограмм: практически все силовые характеристики, изображенные пунктирными линиями (1-й этаж), выше соответствующих характеристик, изображенных сплошными линиями (2-й этаж). Это происходит вследствие резкого понижения жесткости 1-го этажа из-за удаленной колонны.

4. Максимальное сжимающее напряжение $\sigma_{\max} = -19,24$ МПа (1-й этаж, колонна №3) возникает в момент времени от 1,36 с до 1,37 с, т.е. на интервале вынужденных колебаний, по времени между выключением

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	82
					AC-278. 08.04.01.2018	

колонны (при $t_1 = 0,85$ с) и окончанием действия импульса (при $t_a = 1,5$ с). Этому моменту времени соответствуют максимальные перемещения и ускорения ц.т. перекрытия 1-го этажа.

5. Оценка точности построения динамической реакции определяется по невязке дифференциального уравнения движения $\Delta\phi(t) = |f_{лев}(t) - f_{прав}(t)| \leq \varepsilon$, которая для поврежденных моделей (ПМ-1 и ПМ-2) не превышает погрешности $\varepsilon \leq 3,5 \cdot 10^{-11}$ кН, для БМ – погрешности $\varepsilon \leq 3 \cdot 10^{-12}$ кН. Полученная оценка аналитического решения позволяет сделать вывод о точном решении динамической задачи.

6. Построение решения на основе временного анализа позволяет давать не только оценку НДС несущих конструкций каркаса при отказе связи, но и оценку последствий этого отказа. По результатам приведенного динамического расчета следует неблагоприятный прогноз относительно живучести каркаса. Вслед за разрушением колонны в БМ произойдет повреждение любого из вариантов расчетной модели ПМ-1 (или ПМ-2), а именно отказ угловой колонны №3. Это приведет к исчерпанию несущей способности 1-го этажа и, как следствие, прогрессирующему разрушению всего сооружения.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

AC-278. 08.04.01.2018

лист

83

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.03.01 – 84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 2002. – 77 с.
2. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. - М.: Стройиздат, 2002. – 91 с.
3. СНиП 2.02.01 - 83. Основание зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1983. - 40 с.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. - М.: Стройиздат, 2006. - 44 с.
5. СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмостойких повышенных районах / Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – М.: 2014.– 126 с.
6. ГОСТ 27751-2014. Межгосударственный стандарт. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения / ОАО «НИЦ «Стр-во». Введ. 2015-07-01. – М.: Стандартинформ, 2014. – 14 с.
7. EN 1991-1-7. Eurocode 1. Actions on structures – Part 1-7: GeneralActions – Accidental actions, 2006.– 69 с.
8. UFC 4-023-03. Unified Facilities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse / Department of Defense, 2009 (изменено 2016). – 245 с.
9. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. – М.: Стройиздат, 1976. – 229 с.
10. Актуальные проблемы численного моделирования зданий, сооружений и комплексов. Т. 2. К 25-летию НИЦ СтаДиО / Под общей редакцией А.М. Белостоцкого и П.А. Акимова. – М.: Изд. АСВ, 2016 – 596 с.
11. Алексеев В.К., Гроздов В.Т., Тарасов В.А. Дефекты несущих конструкций зданий и сооружений, способы их устранения. - М.: Минобороны, 1982. - 178 с.
12. Алмазов В.О. Сопротивление прогрессирующему разрушению в многоэтажных каркасах рамного типа / В.О. Алмазов // Высотные и

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

AC-278. 08.04.01.2018

Лист

84

большепролетные здания. Технология инженерной безопасности и надежности. – М.: МГСУ, 2005. – С. 20-26.

13. А.А. Амосов, С.Б. Синицын. Основы теории сейсмостойкости сооружений. – М.: Изд-во АСВ, 2010.– 134 с.

14. Андреев С.А. Предупреждение аварий и повреждений зданий. – М.: Изд-во министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1947. – 96 с.

15. Андросова, Н.Б. Некоторые предложения к нормированию параметров живучести сооружений [Текст] / Н.Б. Андросова, Н.В. Клюева, В.И. Колчунов // Вестник отделения строительных наук. – Москва-Орёл-Курск: РААСН. – 2011. – Выпуск № 15. – С. 17–25.

16. Белостоцкий А.М. Расчёты зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения с учётом физической и геометрической нелинейностей: Международная научно-практическая конференция «Теория и практика расчёта зданий, конструкций и элементов конструкций. Аналитические и численные методы». Сборник трудов / А.М. Белостоцкий, А.А. Аул, О.А. Козырев, А.С. Павлов. – М.: Изд-во МГСУ, 2008 – С. 183-193

17. Белостоцкий А.М. Численное моделирование в строительно-технических экспертизах. Опыт анализа обрушений большепролетных зданий / Актуальные проблемы численного моделирования зданий, сооружений и комплексов. Т. 2, под общей редакцией А.М. Белостоцкого и П.А. Акимова. – М.: Изд-во МГСУ, 2016 – С. 376-386.

18. Бондарев, Ю. В. Расчёт стержневых систем при внезапном удалении отдельных связей [Текст] / Ю.В. Бондарев, Нгуиен Тханх Суан // Строительная механика и расчёт сооружений. – М., 2010. – № 4. – С 43–48.

19. Вейц Р.И. Предупреждение аварий при строительстве зданий. – Л.: Стройиздат, 1984. –145 с.

20. Гениев Г.А. Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов / Бетон и железобетон. – М.,1992, №9 (450). – С. 25-27.

21. Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Пашинский В.А., Перельмутер

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист 85
					AC-278. 08.04.01.2018

А.В., Пичугин С.Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения.– М.: Изд. АСВ, 2008. – 482 с.

22. Гроздов В.Т. Дефекты основных несущих железобетонных конструкций каркасных многоэтажных промышленных и общественных зданий и методы их устранения /СПБВВИСУ. – СПб., 1993.–192 с.

23. Гроздов В.Т. Дефекты сборных железобетонных несущих конструкций одноэтажных каркасных промышленных зданий и методы их устранения /СПБВВИСУ. – СПб., 1993.–168 с.

24. Гроздов В.Т. Приближенный способ учета влияния некоторых дефектов монтажа элементов железобетонных каркасов на усилия в колоннах // Известия вузов: Строительство и архитектура. – 1990. – №2. – С.12-15.

25. Гроздов В.Т. Влияние некоторых дефектов монтажа железобетонных каркасов одноэтажных промышленных зданий на усилия в колоннах //Известия вузов: Строительство и архитектура. – 1991. – №8. – С.3-5.

26. Дарков А.В., Шапошников Н.Н. Строительная механика. – М.: Изд. ВШ, 1986. – 607 с.

27. Динамический расчет зданий и сооружений // М.Ф. Барштейн, В.А. Ильичев, Б.Г. Коренев и др.; Под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича: 2-е изд. перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1984. – 303 с.

28. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия // Справочник проектировщика.– М.: Стройиздат, 1981. – 216 с.

29. Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций // Ю.К. Амбриашвили, А.И. Ананьян, А.Г. Барченков и др.; Под ред. Б.Г. Коренева, А.Ф. Смирнова.– М.: Стройиздат, 1986. – 461 с.

30. Еремеев, П. Г. Предотвращение лавинообразного (прогрессирующего) обрушения несущих конструкций уникальных большепролетных сооружений при аварийных воздействиях [Текст] / П.Г. Еремеев // Строительная механика и расчет сооружений. – М., 2006. – № 2. – С 65-72.

31. Киселев В.А. Строительная механика // Специальный курс:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист	86
					AC-278. 08.04.01.2018	

- Динамика и устойчивость сооружений.– М.: Стройиздат, 1980.– 616 с.
32. Клаф Р., Пензиен Д.Ж. Динамика сооружений. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
33. Колчунов В.И., Клюева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запректных воздействиях. – М.: Изд. АСВ, 2014. – 208 с.
34. Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт. Основы сейсмостойкого строительства. – М.: Стройиздат, 1980.– 344 с.
35. Перельмутер А.В., Крискунов Э.З., Мосина Н.В. Реализация расчёта монолитных жилых зданий на прогрессирующее (лавинообразное) обрушение в среде вычислительного комплекса «SCAD Office».– Инженерно-строительный журнал, №2, 2009. – С. 13-18.
36. Поляков В.С., Килимник Л.Ш., Черкашин А.В. Современные методы сейсмозащиты зданий.– М.: Стройиздат, 1989.– 320 с.
37. Потапов, А.Н. Динамический анализ дискретных диссипативных систем при нестационарных воздействиях. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2003. – 167 с.
38. Потапов А.Н. Анализ колебаний конструкций с выключающимися связями / Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2017. – Т. 17, № 1. – С. 38–48. DOI: 10.14529/build170105.
39. Потапов, А.Н. Анализ колебаний конструкций с обрушающимися связями [Текст] / А.Н. Потапов // Мат. моделирование в механике деформируемых тел. Методы граничных и конечных элементов: Тез. докл. XXIV Междунар. конф., 28-30 сентября, 2011. – СПб., Т.1. – 87-89 с.
40. Потапов, А.Н. Анализ колебаний поврежденных конструкций [Текст] / А.Н. Потапов // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании: Сб. трудов Международ. научной конф. (Москва, 19-21 октября, 2011 г.) в 2 т. Т. 2./ М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т». М.: МГСУ, 2011.– 746-750 с.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Лист
					87

АС-278. 08.04.01.2018