

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 осциллограмм 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 осциллограммы 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		Пикус Г. А.		

ЮУрГУ–08.04.01.2018

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

Лит	Лист	Листов
	3	
ЮУрГУ Кафедра СГТС		

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

									Лист
									4
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

АС-278. 08.04.01.2018

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;

					АС-278. 08.04.01.2018	Лист
						6
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

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, чтоб методы позволяли давать ответ на вопрос о недопустимости (или допустимости) возникновения предельного состояния в

										Лист
										7
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

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

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

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 осциллограмм 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.

									Лист
									9
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

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.

					АС-278. 08.04.01.2018	Лист
						10
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

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%,
- стечение неблагоприятных факторов - 2%.

					АС-278. 08.04.01.2018	Лист
						12
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

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

										Лист
										13
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-278. 08.04.01.2018					

в монтажных стыках балок и ферм проектных стыковых накладок, опирания 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

									Лист
									14
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

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 прогнозирования 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.

					АС-278. 08.04.01.2018	Лист
						15
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

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,

									Лист
									16
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

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 жёсткости могут изменяться существенно. Возникшая диспропорция в соотношении внешних и внутренних сил требует быстрой перестройки системы за счёт её 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 жёсткость j -го конструктивно нелинейного элемента системы внезапно

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

(скачком) 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

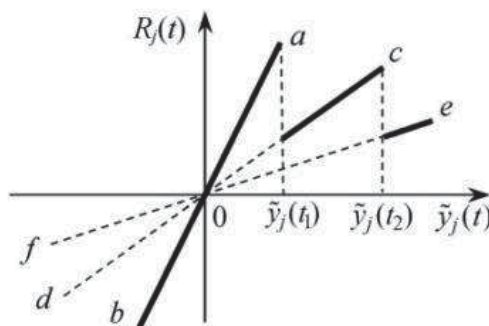


Рис. 1. Диаграмма деформирования j -го конструктивно нелинейного элемента системы

прямых ab, cd, ef, \dots к горизонтальной оси. Прохождение прямых через начало координат говорит об упругом процессе колебаний системы в каждом состоянии. Скачки в восстанавливающих 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

									Лист
									18
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-278. 08.04.01.2018				

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 $V = -V^T$, $U = U^T$.

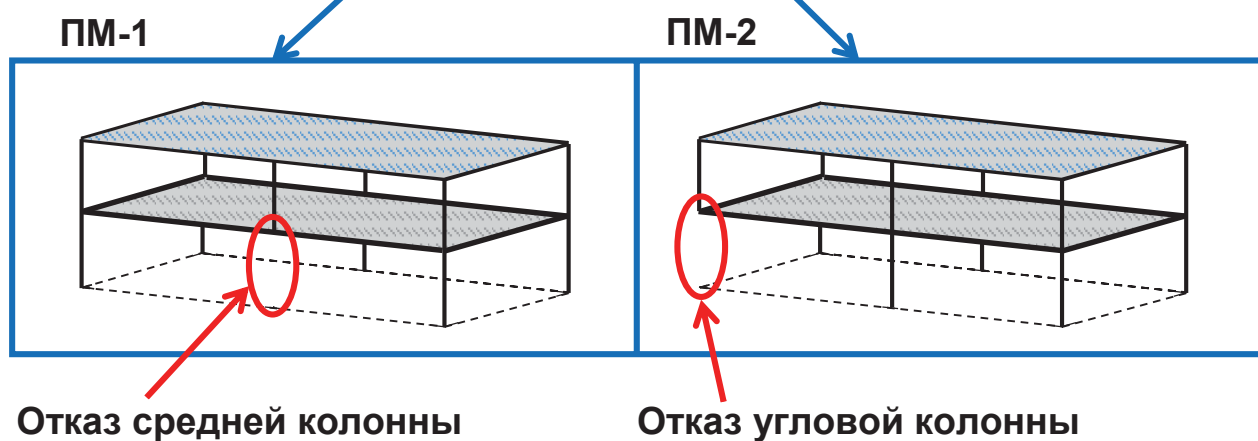
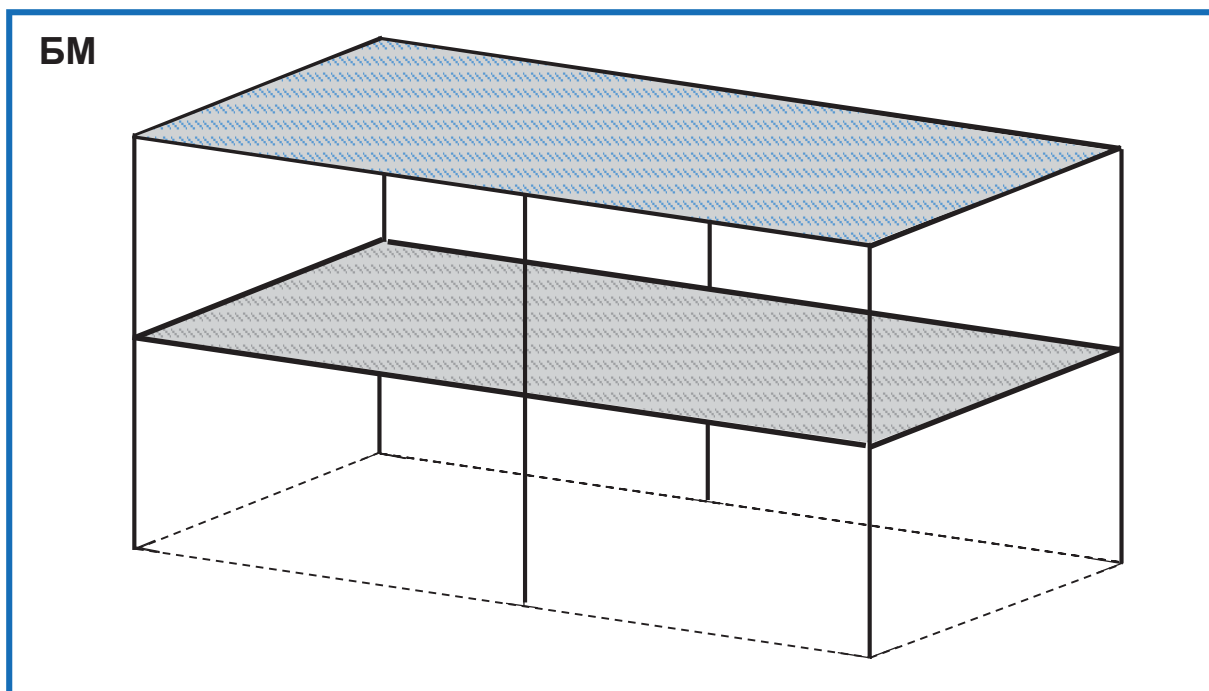
Для динамической задачи, представленной уравнением (1.1) и начальными условиями (1.2), уравнения реакции исходной ДДС на интервале $t \in [t_0, t_1]$ при действии $f(t) = P(t)$, согласно [38], имеет вид:

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

где

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

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.

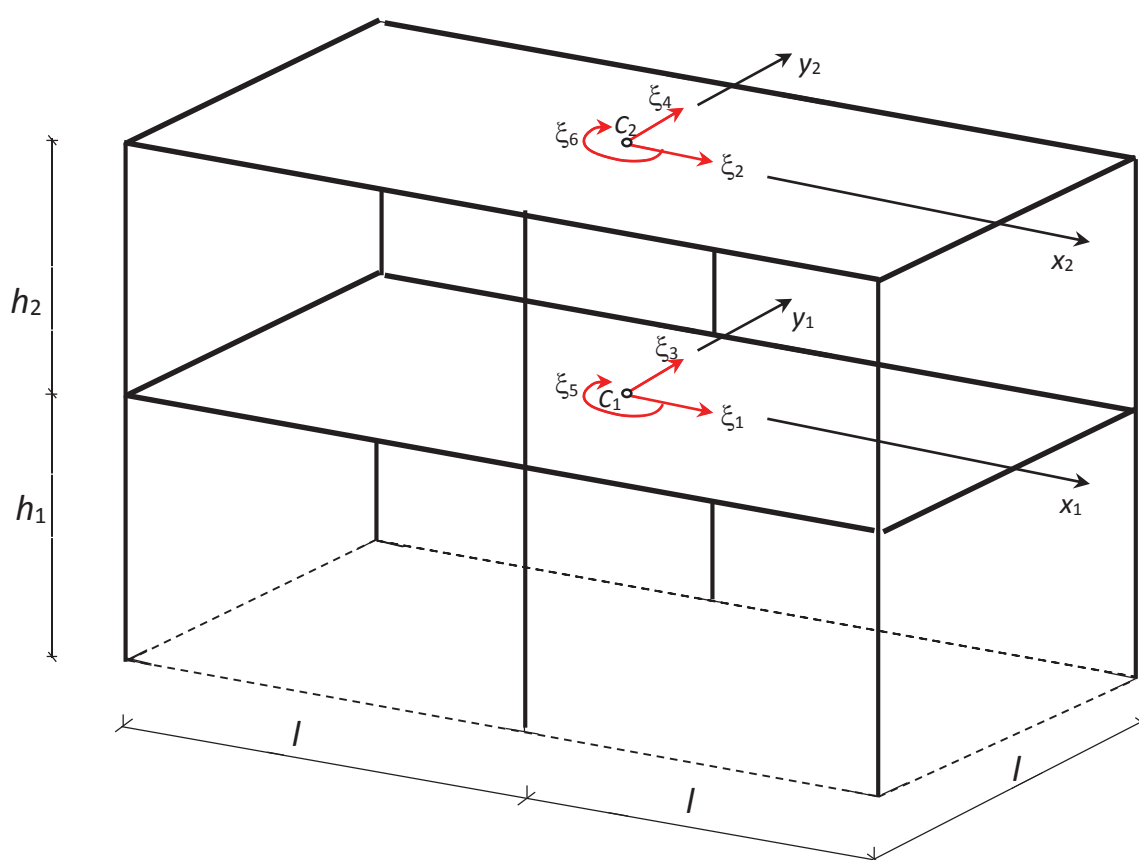


Рис. 1

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

					Лист
					23
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	

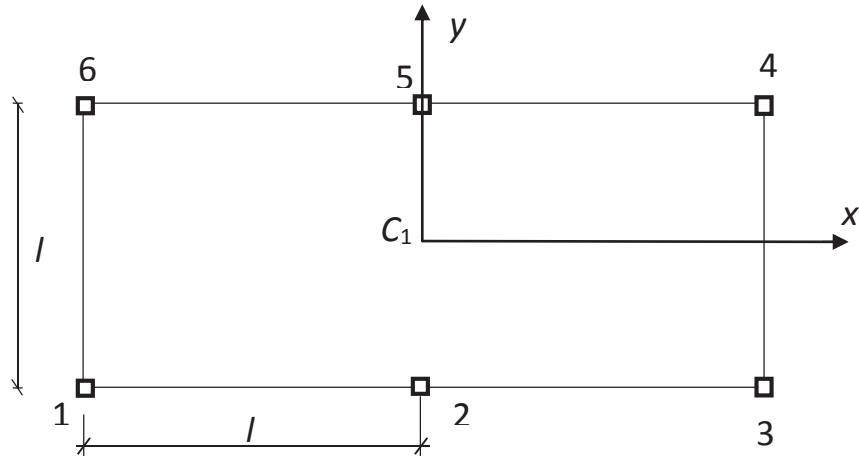


Рис. 2

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

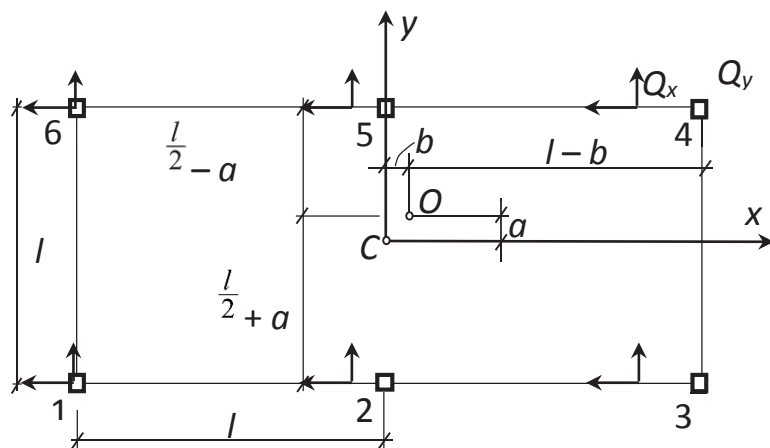


Рис. 3

моментов относительно ц.ж. O составит:

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

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Отсюда получаем $b = 0$.

Таким образом, при $a = b = 0$ положения центров жесткости O_k ($k = 1, 2$) обеих 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 заземленного 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]:

									Лист
									25
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

$$\varphi = \frac{M_{\text{кр}} l}{GI_{\rho}},$$

где: $M_{\text{кр}}$ – крутящий момент; l – длина скручиваемого стержня; GI_{ρ} – жесткость стержня при кручении.

При кручении этажа поворот перекрытия вызывает кручение и линейные смещения колонн. Это приводит к появлению усилий: крутящих моментов $M_{\text{кр}}$ 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:

$$M_1 = 1 = \frac{12EI_y}{h_1^3} \left(\frac{l}{2}\right)^2 6\varphi + \frac{12EI_x}{h_1^3} l^2 4\varphi + \frac{6\varphi GI_{\rho}}{h_1} =$$

$$= \frac{6\varphi_1^0}{h_1} [\beta_1^2 (3EI_y + 8EI_x) + GI_{\rho}],$$

					АС-278. 08.04.01.2018	Лист 26
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

где $\beta_1 = l / h_1$.

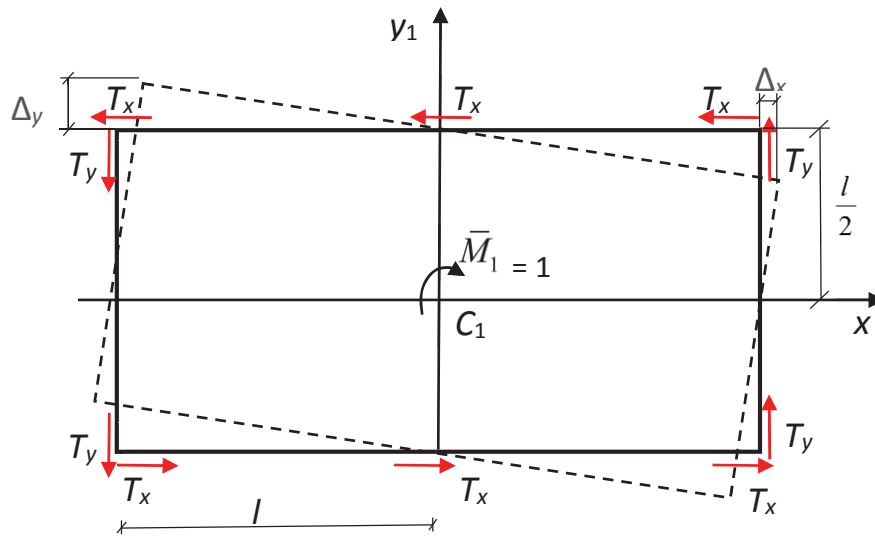


Рис. 4

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.*

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

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.

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

Побочные коэффициенты:

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

• *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:

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

Побочные коэффициенты:

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

2.1.5. Матрица податливости L базовой модели каркаса. Матрица податливости в блочно-диагональном виде:

										Лист
										29
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

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

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.

										Лист
										30
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

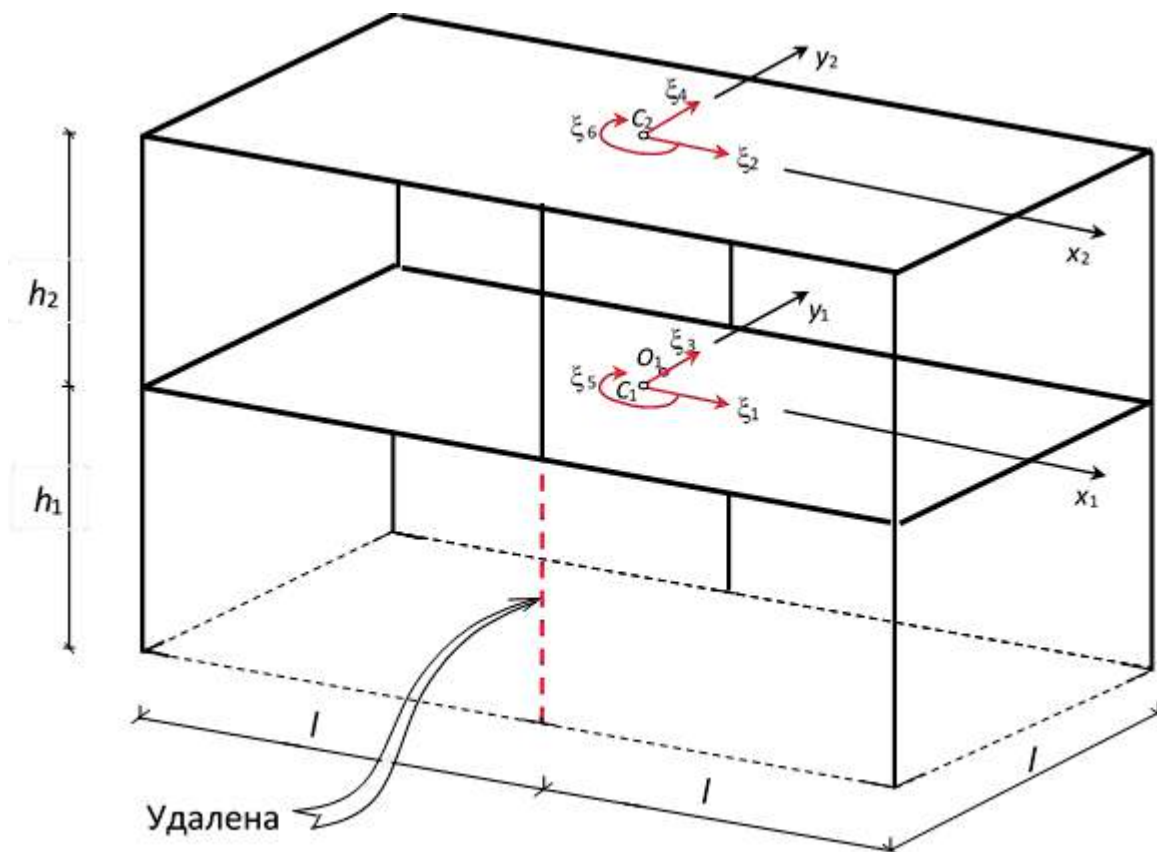


Рис. 5

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):

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

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

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

Вдоль оси у:

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

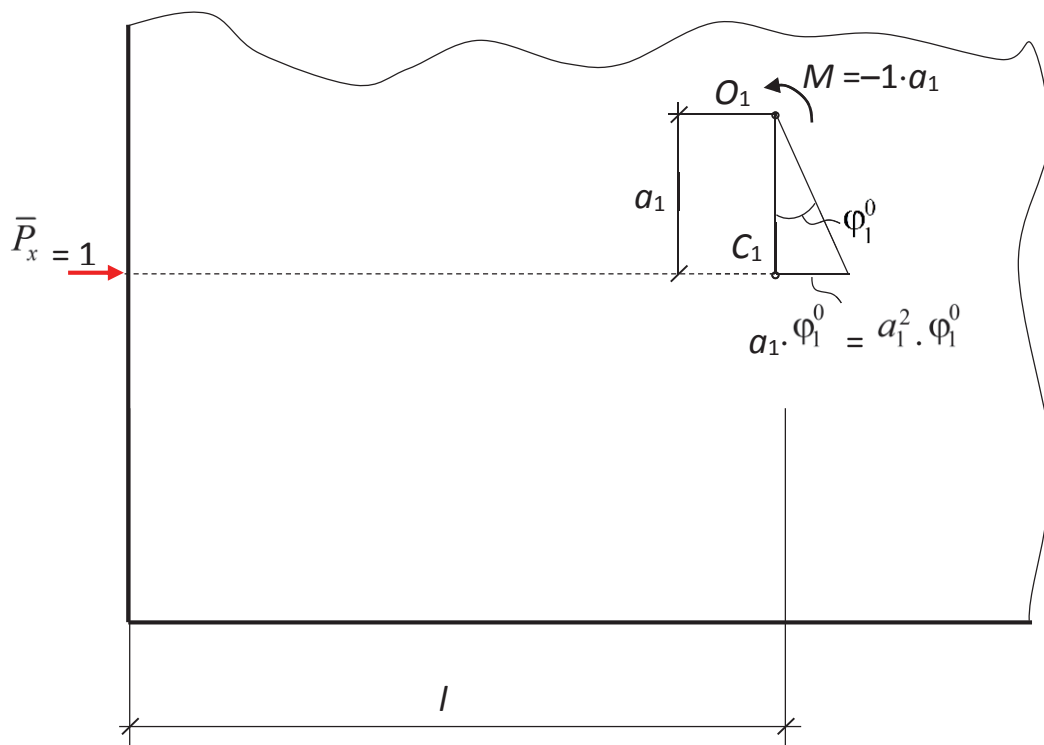


Рис. 8

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

						Лист
						34
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-278. 08.04.01.2018	

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

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 ц.т. C_1 (ц.ж. O_2) перекрытия 2-го этажа.*

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

- *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).

										Лист
										35
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

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

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

Побочные коэффициенты:

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

- *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:

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

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)

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

$$\varphi_1^0 = \frac{h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p} \cdot \quad (2.24)$$

• *Определение относительных линейных Δ_I^0 и угловых φ_I^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):*

$$\varphi_{1x}^0 = a_1 \bar{\varphi}_1^0 = \frac{0,1lh_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p} \cdot$$

$$\delta_{1x}^0 = \Delta_{1x}^0 + a_1 \varphi_{1x}^0 = \Delta_{1x}^0 + a_1^2 \bar{\varphi}_1^0 = \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,1l)^2 h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}$$

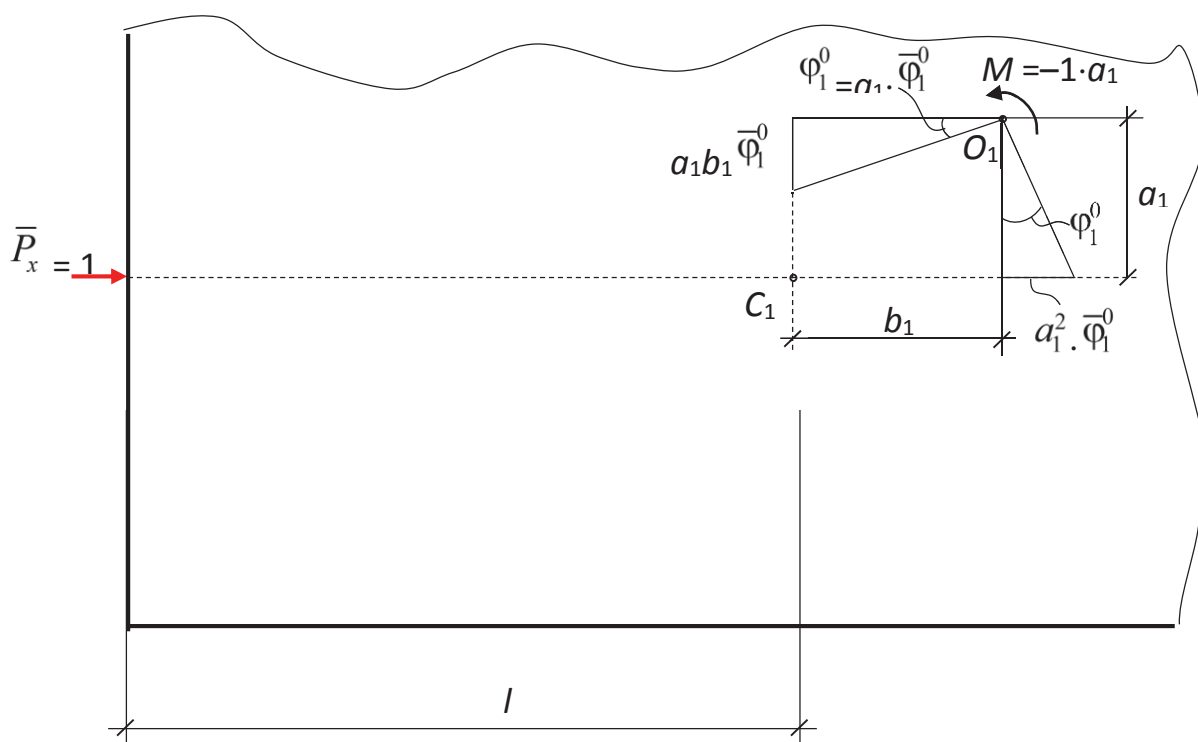


Рис. 12
АС-278. 08.04.01.2018

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Сила действует вдоль оси y (рис. 13):

$$\varphi_{1,y}^0 = b_1 \bar{\varphi}_1^0 = \frac{0,2lh_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}$$

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

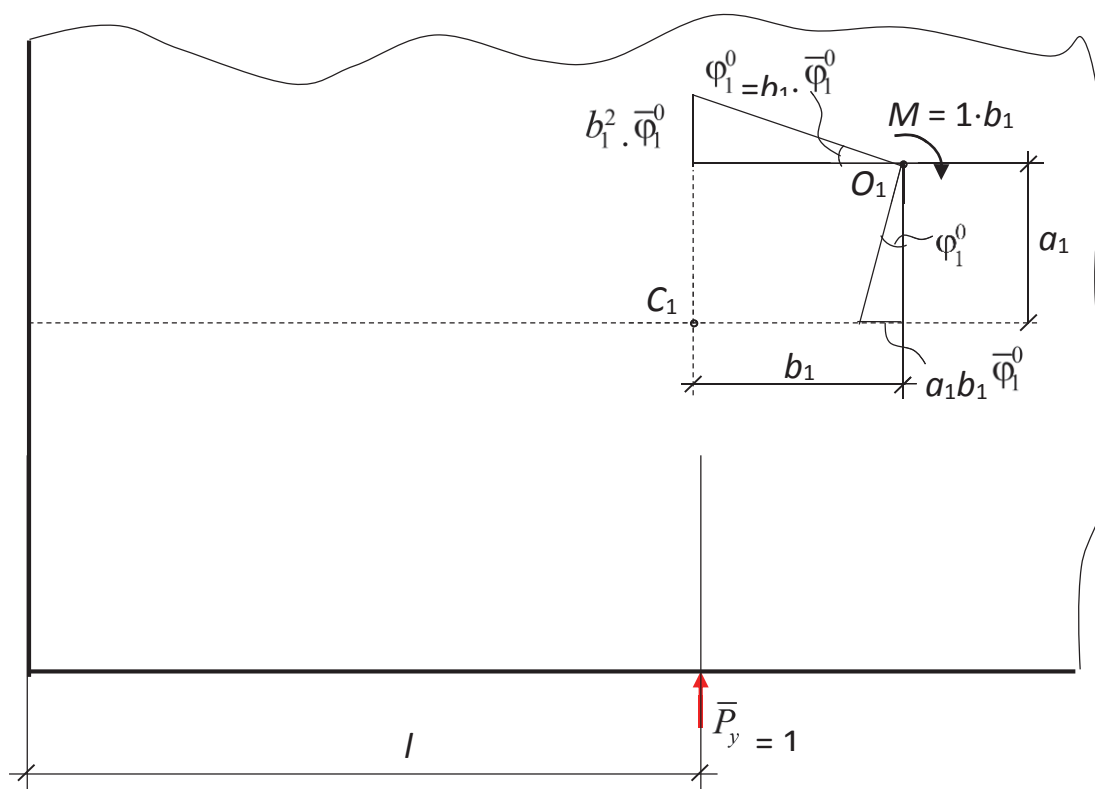


Рис. 13

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

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} = \delta_{1x}^0 &= \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,1l)^2 h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{33} = \delta_{1y}^0 &= \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,2l)^2 h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}; \\ \delta_{55} = \bar{\varphi}_1^0 &= \frac{h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_p}. \end{aligned} \right\} \quad (2.25)$$

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.*

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

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.

											Лист
											44
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-278. 08.04.01.2018						

$$\begin{aligned}
 \delta_{11} &= \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,1l)^2 h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_\rho}; \\
 \delta_{33} &= \frac{h_1^3}{60EI_y} + \frac{(0,2l)^2 h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_\rho}; \\
 \delta_{55} &= \frac{h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_\rho}.
 \end{aligned}
 \tag{2.28}$$

Побочные коэффициенты:

$$\begin{aligned}
 \delta_{12} &= \delta_{21} = \delta_{11}; \\
 \delta_{13} &= \delta_{31} = -a_1 b_1 \bar{\varphi}_1^0 = -0,02l^2 \bar{\varphi}_1^0 = \\
 &= -\frac{0,02l^2 h_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_\rho}; \\
 \delta_{15} &= \delta_{51} = \delta_{16} = \delta_{61} = -a_1 \bar{\varphi}_1^0 = \\
 &= -\frac{0,1lh_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_\rho}; \\
 \delta_{14} &= \delta_{41} = \delta_{13}; \quad \delta_{32} = \delta_{23} = \delta_{13}; \quad \delta_{34} = \delta_{43} = \delta_{33}; \\
 \delta_{35} &= \delta_{53} = b_1 \bar{\varphi}_1^0 = \frac{0,2lh_1}{\beta_1^2(14,4EI_y + 33,6EI_x) + 5GI_\rho}; \\
 \delta_{36} &= \delta_{63} = b_1 \varphi_1^0 = 0,2l\varphi_1^0; \\
 \delta_{52} &= \delta_{25} = \delta_{15}; \quad \delta_{45} = \delta_{54} = \delta_{35}; \quad \delta_{56} = \delta_{65} = \delta_{55}.
 \end{aligned}
 \tag{2.29}$$

• *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:

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

Побочные коэффициенты:

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

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):

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

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:

$$K_1 = \begin{bmatrix} 1,18 & -0,774 & 0 & 0 & 24,37 & 0 \\ -0,774 & 0,774 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,18 & -0,774 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -0,774 & 0,774 & 0 & 0 \\ 24,37 & 0 & 0 & 0 & 418401,82 & -260921,94 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -260921,94 & 260921,94 \end{bmatrix} \cdot 10^3$$

(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)

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

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

В развернутом виде:

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

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

Матрица масс поврежденной модели. Элементы матриц масс обеих поврежденных моделей (ПМ-1 и ПМ-2) одинаковы и составляют: $m_1 = m_3 = 1,616$ кНс²/см; $m_2 = m_4 = 1,03$ кНс²/см; Моменты инерции перекрытий: $J_5 = cm_1 = 1,616 \cdot 15 \cdot 10^4 = 24,24 \cdot 10^4$ кН·см·с²; $J_6 = cm_2 = 1,03 \cdot 15 \cdot 10^4 = 15,45 \cdot 10^4$ кН·см·с².

Матрица масс ПМ-1 и ПМ-2 имеет вид

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

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:

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.

					АС-278. 08.04.01.2018	Лист
						54
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

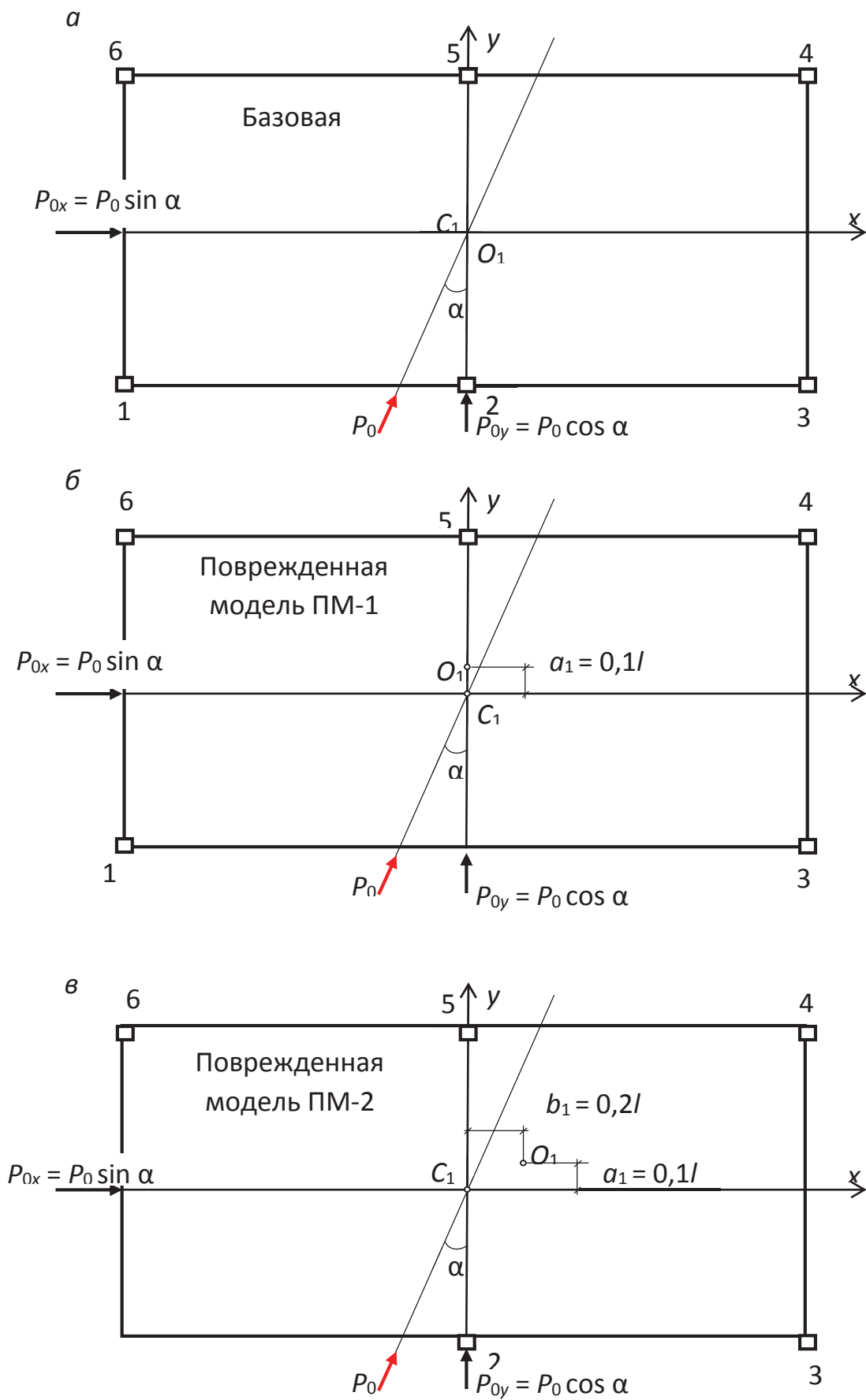


Рис. 14

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Вектор нагрузки составляет угол $\alpha = \pi / 6$ с осью y (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 смещены относительно друг друга (рис. 14 б, в). Крутящие моменты соответственно равны (5-я компонента вектора внешней нагрузки):

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

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

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:

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

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 восстанавливающие, диссипативные и инерционные силы, возникающие в перекрытиях и приложенные в их ц.т., а также моментные характеристики данных величин (восстанавливающие, 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

					АС-278. 08.04.01.2018	Лист 57
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 осциллограммы 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).

					АС-278. 08.04.01.2018	Лист
						59
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

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 (c^{-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.

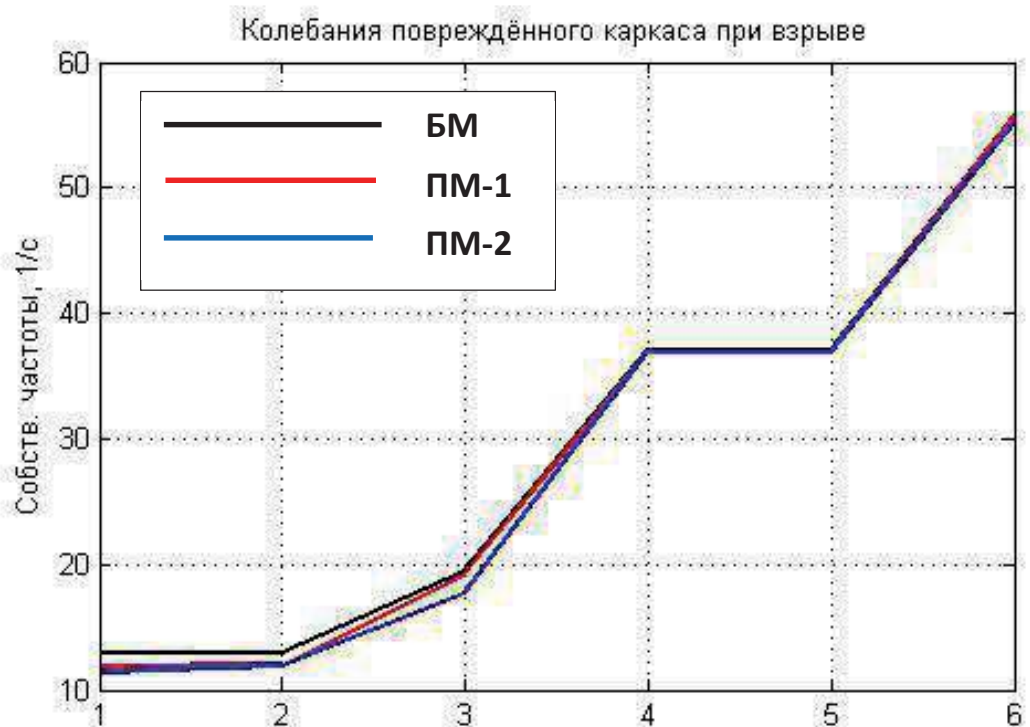


Рис. 16.

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).

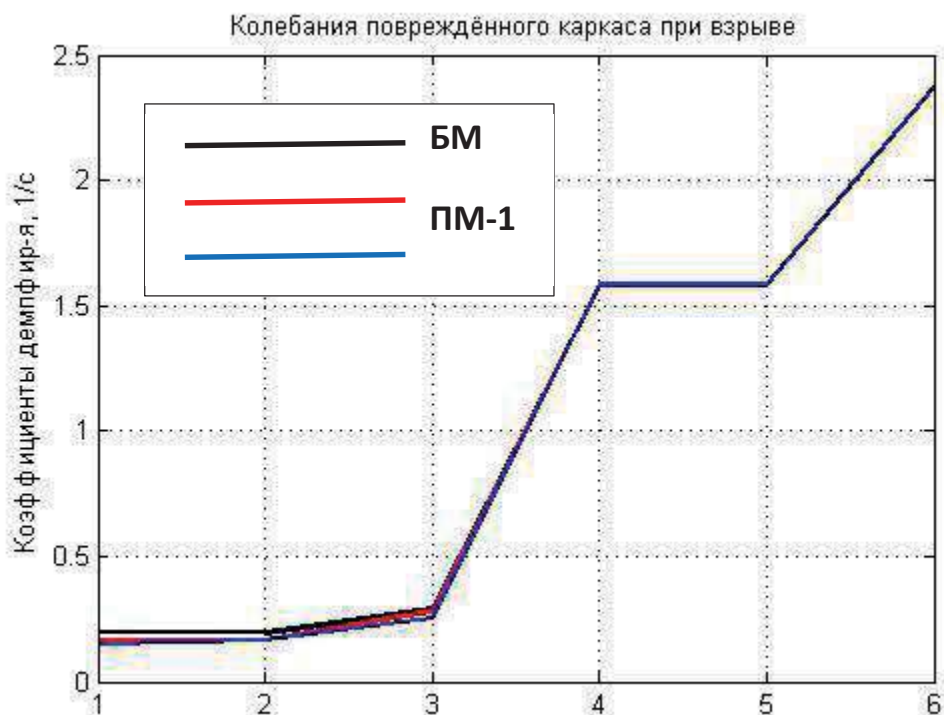


Рис. 17.

3.3. Определение кинематических параметров реакции каркаса

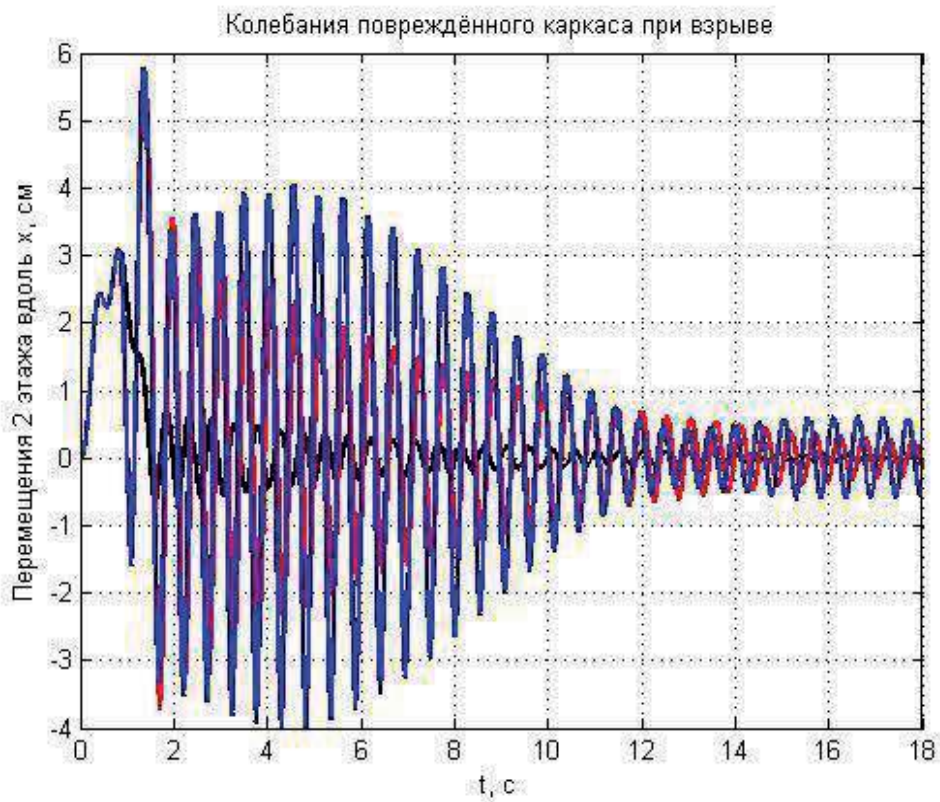
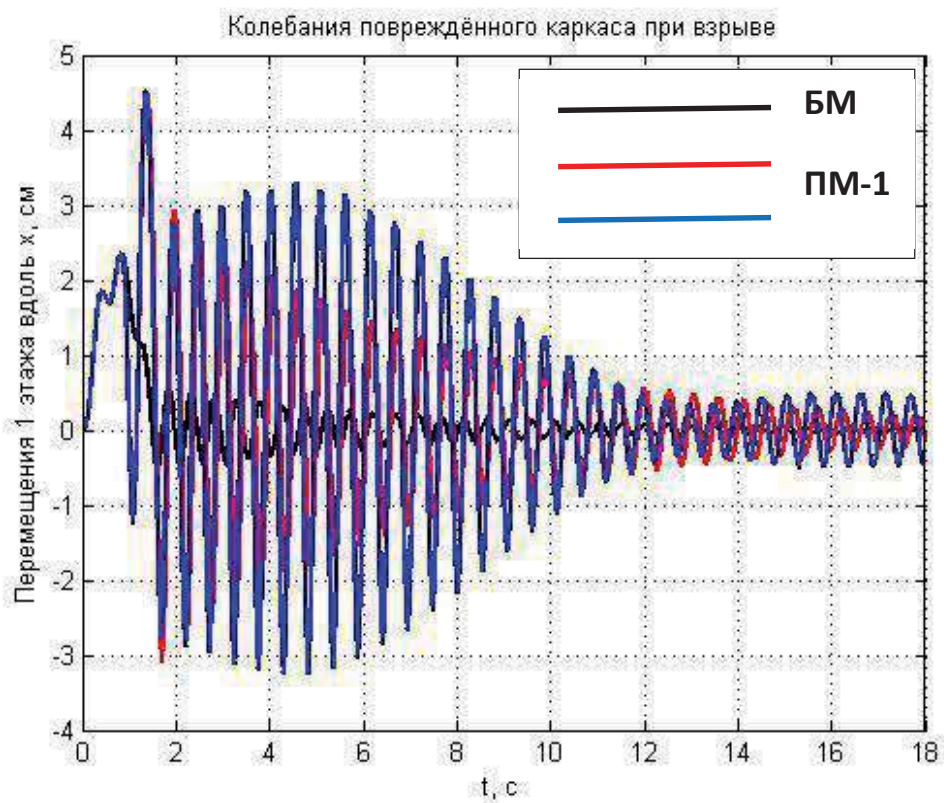
Импульсная нагрузка в виде взрыва действует под углом 30° к оси y (рис. 14). Параметры нагрузки: продолжительность действия импульса – 0,85 с, амплитуда импульса – 100 т, форма импульса принята в виде синусоидальной функции.

В данном параграфе приведены осциллограммы 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 осциллограмм параметров реакции БМ принят черный цвет, ПМ-1 – красный и ПМ-2 – синий.

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 .

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



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.

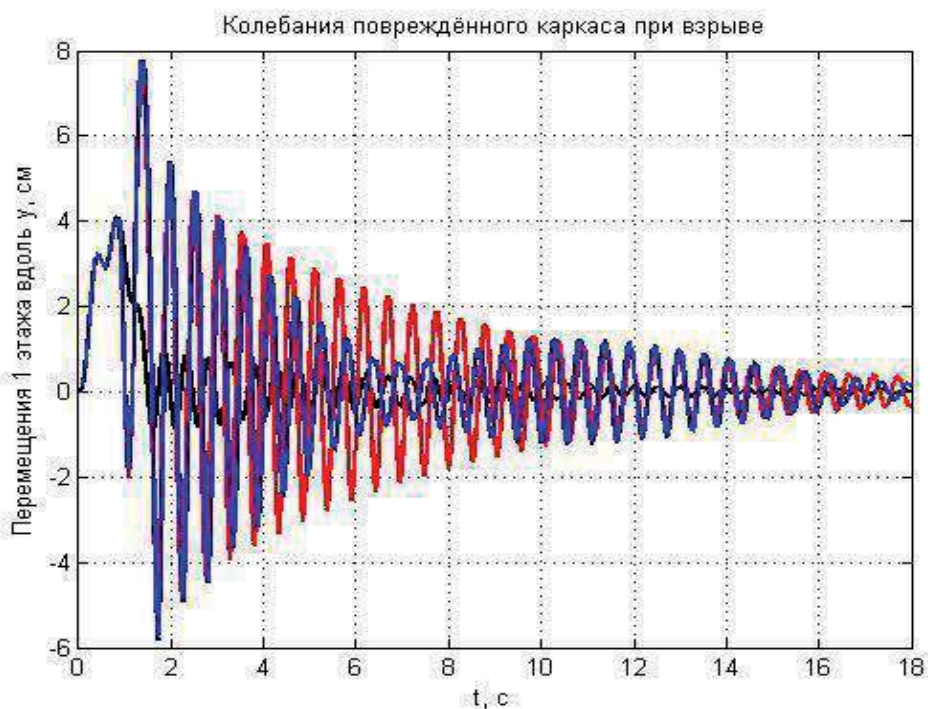


Рис. 20

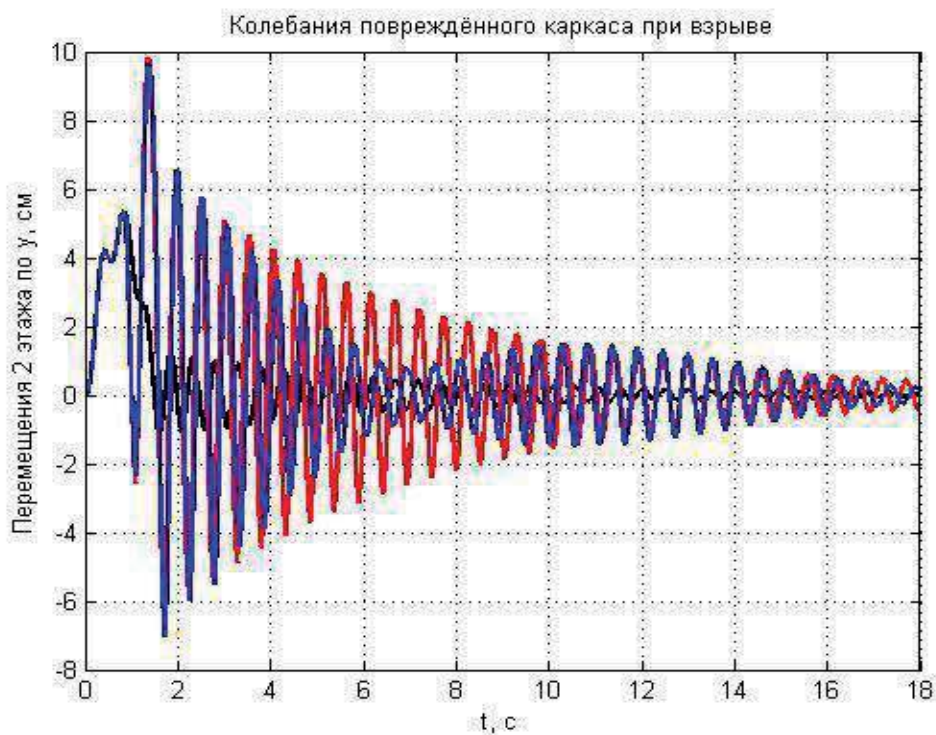


Рис. 21

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

На рис. 22, 23 показаны фрагменты осциллограмм 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.

					АС-278. 08.04.01.2018	Лист
						65
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

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:

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

									Лист
									80
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

Изгибающий момент определяется как для жестко заземленного 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.*

									Лист
									81
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

АС-278. 08.04.01.2018

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

									Лист
									82
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-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 $\Delta\varphi(t) = | f_{\text{лев}}(t) - f_{\text{прав}}(t) | \leq \varepsilon$, 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.

					АС-278. 08.04.01.2018	Лист
						83
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

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. Амбришвили, А.И. Ананьин, 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:

										Лист
										86
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

