АО НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО

На правах рукописи

Бубис Александр Александрович

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ КАМЕННО – МОНОЛИТНЫХ СТЕН ЗДАНИЙ ПРИ ПЛОСКОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ, В ТОМ ЧИСЛЕ, ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

> Специальность 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

> > Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научные руководители –

Кандидат технических наук, доцент В.И. Смирнов

Доктор технических наук, профессор Я.М. Айзенберг

ОГЛАВЛЕНИЕ

BBE	ДЕНИЕ
Глаг	ва 1 СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ. ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ 10
1.1	Обзор сейсмической опасности на территории РФ и методы оценки сейсмостойкости
здан	ий16
1.2	Обзор экспериментальных и теоретических исследований по теме работы
1.3	Теоретические исследования по учету работы внутреннего и наружных слоев при
сейс	мическом воздействии и существующие методы их расчета34
1.4	Опыт строительства зданий с многослойными стенами
1.5	Выводы по главе 1. Обоснование цели исследования и структуры частных задач46
Глаг	ва 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФРАГМЕНТОВ
MH	ОГОСЛОЙНЫХ СТЕН КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ49
2.1	Цель и задачи экспериментальных исследований
2.2	Испытания фрагментов однослойных, трехслойных и четырехслойных стен на
«пер	рекос» в своей плоскости
2.3	Исследование прочности и деформативности многослойных каменно-монолитных стен
co c	поем кладки из керамических камней
2.4	Экспериментальные исследования однослойных железобетонных стен при двухосном
напр	ряженном состоянии
2.5	Экспериментальные исследования величины межслоевого сцепления кирпичных слоев
и же	лезобетонного слоя трехслойной конструкции стен
2.6	Выводы по главе 2
Глаг	ва 3 РАЗРАБОТКА МОДЕЛИ МНОГОСЛОЙНЫХ КАМЕННО – МОНОЛИТНЫХ
	СН ПРИ ДВУХОСНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ, В ТОМ ЧИСЛЕ, ПРИ
СЕЙ	ІСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ 81
3.1	Цели и задачи главы
3.2	Формирование расчетных и математических моделей многослойных стен
3.3	Метод расчета многослойной стены с учетом межслоевого взаимодействия при
копо	кном напряженном состоянии90
3.4	Верификации метода расчета стен на сейсмическую нагрузку
3.5	Выводы по главе 3
	ва 4 РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИХ ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ
	сны каменно-монолитного здания как единого композитного
MA	ГЕРИАЛА

4.1	Выбор критериев перехода элементов каменно-монолитной стены в различн	ые
напря	кенно-деформированные состояния	.18
4.2	Определение значений коэффициента допускаемых повреждений для расчета зданий	й с
много	слойными стенами в частотной области	.21
4.3	езультаты расчета коэффициента допускаемых повреждений K_1 для условно	ЭΓΟ
фрагм	ента трехслойной стены1	.23
4.4	Оценка возможности расслоения для условного фрагмента трехслойной стены1	.28
4.5	Выводы по главе 4	.33
ЗАКЛ	ЮЧЕНИЕ1	134
СПИС	ОК ЛИТЕРАТУРЫ 1	137
ПРИЈ	ОЖЕНИЕ 1 ДАННЫЕ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИИ 1	152

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы

Реализация федеральной целевой программы «Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Российской Федерации на 2009 - 2018 годы», а также постоянное освоение территорий богатых природными ресурсами, находящихся, как правило, в регионах, отличающихся суровыми климатическими и сложными грунтовыми условиями, ставят перед инженерами-строителями ряд новых исследовательских задач. Решение этих задач должно привести к созданию новых или усовершенствованию уже существующих конструкций зданий, отвечающих предъявляемым к ним требованиям, среди которых на первом месте стоит повышение сейсмостойкости и теплостойкости.

Весьма острой представляется проблема реновации и повышения несущей способности конструкций существующего жилого фонда, размещенного в каменных и кирпичных зданиях с недостаточным уровнем сейсмостойкости, возникшая за счет как увеличения площади районов с повышенным уровнем сейсмичности, так и спецификой требований к каменным конструкциям сейсмостойких зданий. Анализ последствий разрушительных землетрясений [158, 165, 179] показывает, что в сейсмических районах здания с несущими стенами из каменной кладки (в том числе, построенные с железобетонными включениями), не обеспечивают необходимую надежность при землетрясении (Рисунок В.1).

Наиболее надежными при динамических, в том числе, сейсмических воздействиях, считаются монолитные и панельные здания. Но, в связи с высокой стоимостью энергоносителей, растущими налогами на производственные мощности, необходимостью значительных капиталовложений, ограниченностью планировочных возможностей, панельное и объемно-блочное домостроение не являются единственными приоритетными видами строительства

Одной из наиболее сложно решаемых проблем для сейсмостойких зданий является выбор конструкции наружных стен.



Рисунок В.1 — Разрушение многоэтажного жилого дома с несущими стенами из кирпичной кладки в результате Румынского землетрясения 1977 года

С позиций сейсмостойкости среди обычных зданий рядовой, массовой застройки, наиболее надежными представляются здания с несущими стенами, диафрагмами, ядрами жесткости, здания коробчатого типа и другие жесткие здания, достаточно прочные и имеющие достаточно высокие демпфирующие свойства.

Не все здания с несущими стенами одинаково надежны.

Например, здания со стенами из кирпичной или каменной кладки при сильных землетрясениях демонстрируют недостаточную (или низкую) сейсмостойкость. Это обусловлено непластичным характером разрушения элементов таких конструкций и частыми отклонениями при возведении от заложенной в проект прочности и надежности.

Более высокую надежность при сильных землетрясениях продемонстрировали крупнопанельные здания.

Одним из возможных способов решения, удовлетворяющего требованиям повышения сейсмостойкости, а также обладающего сопротивлением теплопередаче соответствующим высоким требованиям норм, является вариант, рассматриваемый в настоящей диссертации — несущая многослойная каменно-монолитная стена, разработанная в Центре исследований сейсмостойкости сооружений (ЦИСС) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко для районов с высокой сейсмической опасностью (до 10 баллов).

Несущие стены состоят из трех или четырех слоев. Внутренний несущий слой выполняется из железобетона, а в некоторых случаях (невысокая сейсмическая опасность,

наличие сейсмоизоляции) – из бетона. Требуемое сопротивление теплопередаче обеспечивается за счет применения во внутреннем слое наружной стены эффективного утеплителя с низким показателем теплопроводности.

Анализ, проведенный для различных конструктивных решений стен [134] показал, что многослойные каменно-монолитные стены могут быть решением, предпочтительным для строительства в климатических условиях сейсмических районов Сибири, Забайкалья и Дальнего Востока. Конструктивная система сочетает в себе высокие теплотехнические характеристики и высокую сейсмостойкость.

Среди зданий с многослойными конструкциями стен зарекомендовали себя с положительной стороны здания с четырехслойными наружными и трехслойными внутренними стенами [135]. При наличии инвентарной опалубки, возможно устройство внутренних стен однослойными из монолитного железобетона или кирпичными с соответствующим армированием.

Для таких зданий характерны следующие достоинства:

- -сейсмостойкость зданий с каменно-монолитными стенами сравнима с сейсмостойкостью крупнопанельных зданий и домов со стенами из монолитного железобетона;
 - -выразительность и красивый внешний вид фасада;
 - -свобода планировочных решений, не ограниченная типоразмерами опалубки;
 - -высокие теплотехнические свойства;
- -комфортные санитарно-гигиенические условия проживания (влажностный режим, звукоизоляция);
- -в ряде регионов возможно широкое применение местных строительных материалов (кирпич керамический и силикатный, ракушечный, туфы, шлакобетонные блоки и др.);
- -возможность вести строительство без тяжелых кранов и без дорогостоящей базы стройиндустрии [12, 14, 37].

Оптимальной конструкцией наружной стены как по стоимости, так и по внешнему виду, по технологичности и по эксплуатационным качествам может являться стена, возводимая одновременно (все входит в единый технологический цикл): кирпич (камень), железобетон, эффективный утеплитель, лицевой кирпич.

Сдерживающим фактором применения каменно-монолитных многослойных стен является то, что до настоящего времени расчет зданий с многослойными стенами выполняется по упрощенным методикам, исходя из условия, что вся нагрузка (вертикальная и горизонтальная) воспринимается только монолитным железобетонным слоем.

Важным обстоятельством, влияющим на внедрение каменно-монолитных многослойных стен является неопределенность ключевых положений действующих норм сейсмостойкого строительства, а именно — отсутствие каких-либо указаний или требований по ключевым параметрам, определяющим сейсмостойкости таких конструкций, - характеристикам предельных состояний каменно-монолитных многослойных стен.

Нормирование строительства зданий с несущими каменно-монолитными многослойными стенами требует совершенствования. Необходим научно обоснованный подход к определению характеристик предельных состояний, что позволит выполнять прочностной анализ и формировать обоснованный прогноз неупругого деформирования таких конструкций при сейсмических воздействиях.

Каменно-монолитные многослойные стены представляют собой композитную конструкцию, формирование напряженно-деформированного состояния которой при нагружении определяется как параметрами работы отдельных слоев, так и их взаимодействием, а также взаимовлиянием. Таким образом, механические характеристики многослойной композитной конструкции существенным образом зависят как от характеристик материалов отдельных слоев, так и (в значительной степени) условиями их совместной работы в составе композита.

Выявление качественного характера и количественных зависимостей процессов упругопластического деформирования и разрушения, а также обоснование характеристик предельных состояний каменно-монолитных многослойных стен сейсмостойких зданий может быть выполнено на основе экспериментально-теоретических исследований таких конструкций с определением характерных констант конструкции и отдельных ее элементов и разработке на этой базе модели многослойного каменно-монолитного композита с проведением численных исследований.

Степень разработанности темы диссертации:

В диссертации проанализированы труды отечественных и зарубежных ученых механики каменной кладки (Л.И. Онищик, Т.И. Баранова, О.В. Кабанцев, В.И. Коноводченко, С.А. Семенцов, В.В. Пангаев, М.Я. Пильдиш, С.В. Поляков, Д.Г. Копаница, С.М. Сафаргалиев, Б.С. Соколов, Г.П. Тонких, Б.Н. Фалевич, Р. Мели), математического моделирования каменной кладки (Г.А. Гениев, О.В. Кабанцев, Г.Г. Кашеварова, В.В. Пангаев, Б.С. Соколов, Г.А. Тюпин, R. Сароzucca, S. Fattal, А. W. Hendry, А.W.Раде), сейсмостойкого строительства (Я.М. Айзенберг, Г.А. Ашкинадзе, В.С. Беляев, И.И. Гольденблат, Т.Ж. Жунусов, В.И. Жарницкий, А.В. Забегаев, К.С. Завриев, И.Л. Корчинский, Ю.П. Назаров, А.В. Перельмутер, С.В. Поляков, Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев, В.И. Смирнов, А.Г. Тамразян, А.Г. Тяпин, А.И., Ципенюк, Г.А.

Шапиро Э.Е. Хачиян, А.М. Уздин, Д.Ф. Борджес, Н. Ньюмарк, Е. Поллнер, А. Равара, Э. Розенблюет, М.А. Biot, L.R. Esteva, G.W. Housner, H. Shibata, A.S. Veletsos).

Следует отметить, что, несмотря на большой объем выполненных исследований в области сейсмостойкости комплексных конструкций с применением каменной кладки, включая многослойные, вопрос влияния взаимовлияния и взаимодействия материалов многослойных конструкций на формирование пластической фазы деформирования и разрушение в условиях двухосного напряженного состояния не отражен ни в научных публикациях, ни в действующих образом, приведенный круг нерешенных нормах. Таким вопросов ПО механике упругопластического деформирования и разрушения каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния при сейсмических воздействиях определяет необходимость проведения научных исследований.

<u>Иель работы:</u> повышение надежности сейсмостойких зданий с несущими конструкциями из многослойных каменно-монолитных стен за счет обоснования характеристик предельных состояний таких конструкций на основе результатов экспериментально-теоретических исследований.

Для достижения целей, заявленных в работе, решались следующие основные <u>задачи</u>:

- провести анализ в области теоретических и экспериментальных исследований каменных, железобетонных, а также выполненных ранее исследований комплексных конструкций;
- выполнить анализ теоретических и экспериментальных исследований проведенных ранее, для оценки особенностей взаимодействия слоев многослойной стены;
- выполнить экспериментальные исследования фрагментов однослойных каменных, кирпичных и железобетонных конструкций, а также многослойных конструкций на «перекос» в своей плоскости. Получить экспериментальные зависимости деформирования слоев испытываемых образцов при различных параметрах отдельных слоев многослойного композита;
- разработать метод учета влияния кладочных слоев конструкции на общую работу слоистого элемента;
- разработать и верифицировать математическую модель многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, учитывающую механические характеристики материалов отдельных слоев, условия взаимодействия материалов композита и позволяющую выполнить моделирование упругой и пластической фаз деформирования, а также разрушение при возрастающих нагрузках;
- разработать компьютерную программу, позволяющую создавать конечные элементы с различными прочностными и деформационными параметрами для использования в пространственных расчетных моделях;

- выполнить численные исследования упруго-пластического деформирования и разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций с различным сочетанием железобетонных и каменных слоев с определением взаимовлияния отдельных слоев на степень реализации пластической фазы деформирования и уровень прочности;
- определить пластические характеристики многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;
- обосновать параметры предельных состояний многослойных каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий.

<u>Научно-техническая гипотеза</u> состоит в предположении наличия зависимости величины пластической фазы деформирования и уровня несущей способности многослойных каменномонолитных конструкций от условий взаимодействия и взаимовлияния слоев из каменной кладки и монолитного бетона.

<u>Объектом исследований</u> являются каменно-монолитные здания и сооружения различного функционального назначения, в том числе, расположенные в сейсмоопасных районах, каменные и кирпичные стены зданий, которые могут быть реконструированы и сейсмоусиленны с использованием торкретбетона или бетонных аппликаций.

<u>Предметом исследований</u> являются предельные состояния каменно-монолитных конструкций зданий при воздействиях, создающих плосконапряженное состояние, в частности, ветровых и сейсмических нагрузках.

Научная новизна работы состоит в следующем:

- установлены экспериментально обоснованные характеристики деформативности,
 включая упругую и пластическую фазы, и прочности каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;
- установлены характеристики предельных состояний каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий;
- обоснованы величины коэффициента допускаемых повреждений каменномонолитных конструкций сейсмостойких зданий;
- разработана и верифицирована математическая модель многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, позволяющая выполнить моделирование упругой и пластической фаз деформирования, а также разрушение при возрастающих нагрузках. Разработанная модель отличается от известных реализаций тем, что учитывает взаимодействие и взаимовлияние отдельных слоев конструкции;
- разработан метод расчета, позволяющий учитывать совместную работу многослойных конструкций при возрастающих нагрузках;

- проведены численные исследования напряженно-деформированного состояния каменно-монолитных конструкций при различных характеристиках материалов отдельных слоев с учетом их взаимовлияния при возрастающих нагрузках;
 - По результатам численных исследований установлены:
- новые закономерности упругопластического деформирования и разрушения каменномонолитных конструкций с учетом взаимодействия и взаимовлияния отдельных слоев;
- степень влияния толщины отдельных слоев каменно-монолитных конструкций на величину пластической фазы деформирования и уровень несущей способности при двухосном напряженном состоянии;
- пластические характеристики каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;
- характеристики предельных состояний каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий.

Теоретическая значимость работы состоит в следующем:

- установлены новые закономерности упругопластического деформирования и разрушения каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния с учетом взаимодействие и взаимовлияние отдельных слоев конструкции;
- установлены пластические характеристики каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;
- разработана и верифицирована математическая модель многослойных каменномонолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, позволяющей выполнить моделирование упругой и пластической фаз деформирования, а также разрушение при возрастающих нагрузках;
- разработан метод расчета, позволяющий учитывать совместную работу слоев
 многослойных конструкций при возрастающих нагрузках.

Практическая значимость работы состоит в следующем:

- установлены экспериментально обоснованные характеристики деформативности,
 включая упругую и пластическую фазы, и прочности каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;
- установлены характеристики предельных состояний каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий;
- обоснованы величины коэффициента допускаемых повреждений каменномонолитных конструкций сейсмостойких зданий.

<u>Методология и методы исследования:</u> Методологической основой исследований служили труды отечественных и зарубежных авторов в области научных исследований

сейсмостойкости каменных и комплексных конструкций, механики каменной кладки, методов моделирования слоистых конструкций, методов расчета, реализующих пошаговый конечноэлементный анализ, а также гипотезы, принятые в строительной механике, теории упругости, общепринятые численные методы расчетного анализа.

Экспериментальные исследования были выполнены с использованием средств испытаний и измерений, в том числе:

- испытательных машин, позволяющих производить нагружение образцов с обеспечением контроля усилий, передаваемых на образец;
- средств измерения деформаций, перемещений и ускорений (индикаторы часового типа, датчики перемещений индуктивного типа, акселерометры).

Проведение и обработка результатов экспериментов были выполнены в соответствии с требованиями и рекомендациями отечественных и зарубежных нормативных документов.

При выполнении теоретических исследований задач упругопластического деформирования каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния использованы классические методы технической теории пластин, включая метод конечных элементов, различные методы моделирования работы пластин с учетом системы принятых критериев прочности.

На защиту выносятся:

- результаты экспериментальных исследований по изучению процессов упругопластического деформирования и разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния при возрастающих нагрузках;
- результаты численных исследований упруго-пластического деформирования и разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния с учетом взаимодействия и взаимовлияния отдельных слоев;
- результаты исследований по определению пластических характеристик многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;
- математическая модель многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, позволяющая выполнять моделирование упругой и пластической фаз деформирования, а также разрушение при возрастающих нагрузках. Разработанная модель отличается от известных реализаций тем, что учитывает взаимодействие и взаимовлияние отдельных слоев конструкции;
- метод расчета, позволяющий учитывать совместную работу слоев многослойных конструкций при возрастающих нагрузках;

- характеристики предельных состояний каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий;
- величины коэффициента допускаемых повреждений каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий.

Апробация результатов исследования:

- -Основные результаты исследований докладывались и получили одобрение на следующих конференциях и семинарах:
- «Сейсмостойкие здания с многослойными стенами» /А.А. Бубис // IV Российская Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 14-17 октября 2001 г.);
- «Сейсмостойкие здания с многослойными стенами» /А.А. Бубис // V Российская Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 14-17 сентября 2003 г.);
- «Особенности проектирования зданий с каменно-монолитными стенами» /А.А. Бубис // VIII Российская Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 24-29 августа 2009 года в г. Сочи 2009 г.);
- «Применение инновационной сейсмозащиты при проектировании и строительстве 40этажного здания в г. Грозном» /А.А. Бубис // Межрегиональный пагуошский симпозиум «Наука и высшая школа в Чеченской республике» РАН, ФГБОУ ВПО «ГГНТУ им. Акад. М.Д, Миллионщикова» 22-24 апреля 2010 г, Россия, Чеченская Республика, г. Грозный;
- «Изучение межслоевого взаимодействия кирпично-монолитных стен зданий» /А.А. Бубис // IX Российская Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 6-9 сентября 2011 г.);
- -- «Comparative Analysis of methods of Calculation of Buildings with rubber Bearings» /A.A. Bubis// 15 World Conference on Earthquake Engineering (Lisboa, 24 to 28 September 2012);
- «Нормы обязательного применения СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» /А.А. Бубис // Международная научно-практическая конференция, посвященной 95-летию ФГБОУ ВПО «ГГНТУ им. Акад. М.Д. Миллионщикова» 24-26 марта 2015 г, Россия, Чеченская Республика, г. Грозный.

<u>Публикации.</u> Основное содержание диссертационной работы отражено в 8 публикациях опубликованных в профильных журналах, рекомендованных ВАК РФ для кандидатских диссертаций, общим объемом 7,161 печатного листа, из них без соавторов 2,541 печатного листа.

Личный вклад автора состоит в:

- проведении экспериментальных исследований многослойных каменно-монолитных конструкций при возрастающих нагрузках и обосновании механизмов разрушения кладки в условиях двухосного напряженного состояния;
- —проведении численных исследований упруго-пластического деформирования и разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния с учетом взаимодействия и взаимовлияния отдельных слоев;
- –определении пластических характеристик многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;
- -разработке математической модели многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, позволяющей выполнять моделирование упругой и пластической фаз деформирования, а также разрушение при возрастающих нагрузках с учетом характеристик и условий взаимодействия отдельных слоев композита;
- –разработке метода расчета, позволяющего учитывать совместную работу слоев
 многослойных конструкций при возрастающих нагрузках;
- обосновании характеристик предельных состояний многослойных каменномонолитных конструкций сейсмостойких зданий с определением величин коэффициента допускаемых повреждений.

Обоснованность и достоверность результатов исследования.

Представленные в диссертации результаты исследований, выводы и заключения подтверждаются использованием общепризнанных математических моделей, методов расчета и расчетных технологий, а также удовлетворительной корреляцией результатов численных исследований и данных физических экспериментов, в том числе:

- проведенными экспериментальными исследованиями по изучению физических процессов упругого и пластического деформирования и разрушения образцов каменномонолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;
- корректным применением методов теории твердого деформируемого тела, строительной механики и теории сооружений;
 - корректным применением сертифицированных расчетных комплексов;
 - надежным метрологическим обоснованием экспериментальных исследований;
- применением при выполнении экспериментальных исследований современных контрольно-измерительных приборов и регистрирующего оборудования с автоматизированным программно-математическим обеспечением обработки и анализа результатов испытаний;

- сравнительным анализом и сходимостью результатов физических экспериментов и численных исследований, выполненных на основе разработанных методов моделирования неупругого деформирования и разрушения каменно-монолитных конструкций.

Реализация результатов исследований.

Основные положения исследований и полученные результаты использованы при разработке следующих нормативно-методических документов:

- в рамках работы, совместно с ОАО «Краснодаргражданпроект» был разработан альбом типовых технических решений зданий с многослойными стенами;
- при участии автора работы разработаны практически значимые рекомендации по проектированию и технологии производства работ по возведению каменно-монолитных сейсмостойких стен зданий, в том числе в районах с особо высокой сейсмичностью (более 9 баллов) и регионах с суровыми климатическими условиями.

Подготовлены и активно используются рекомендации по применению керамических камней для стен зданий, возводимых в сейсмоопасных регионах Российской Федерации и альбомы технических решений, содержащие разделы по проектированию многослойных стен.

Внедрение результатов исследований.

Разработанный метод расчета многослойных каменно-монолитных конструкций использован при проектировании следующих объектов:

- -«Группа 5-ти этажных жилых домов в Октябрьском округе г. Иркутска»;
- -«Группа 12-14 этажных зданий по Кубанской набережной в г. Краснодаре»;
- -«5-ти этажный жилой дом по ул. Смолина в г. Улан-Удэ»;
- -«9-ти этажный жилой дом литер 6 со встроенно-пристроенными помещениями по ул. Шоссе Нефтяников кв. 901 в г. Краснодаре»;
- -«Два 10-ти этажных жилых дома с подземной гаражом-стоянкой по ул. Леонова, 1е в г.Черкесске»
 - -«Малоэтажная застройка района г. Магас, Республика Ингушетия».

Соответствие диссертации паспорту научной специальности: в соответствии с формулой специальности 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» в диссертации выполнены научно-технические исследования и разработки в области рационального проектирования конструктивных решений сейсмостойких каменных зданий, обеспечивающее повышение их конструкционной безопасности. Полученные в диссертационном исследовании результаты соответствуют пунктам 2, 3, 4 паспорта указанной научной специальности:

- 2. Обоснование, разработка и оптимизация объемно-планировочных и конструктивных решений зданий и сооружений с учетом протекающих в них процессов, природноклиматических условий, экономической и конструкционной безопасности на основе математического моделирования с использованием автоматизированных средств исследований и проектирования.
- 3. Создание и развитие эффективных методов расчета и экспериментальных исследований вновь возводимых, восстанавливаемых и усиливаемых строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них, свойства материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности.
- 4. Развитие методов оценки надежности строительных конструкций, зданий и сооружений, прогнозирование сроков их службы, безопасности при чрезвычайных ситуациях и запроектных воздействиях.

Структура и объем диссертации

Диссертационная работа состоит из 156 страниц, содержит 110 рисунков, 12 таблиц и 188 позиций списка литературы, одно приложение.

Глава 1 СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ. ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1 Обзор сейсмической опасности на территории РФ и методы оценки сейсмостойкости зданий

По данным [123, 124] районы с сейсмичностью 7 баллов и выше охватывают более 2 млн. км² площади России, что составляет более 26% всей территории страны. В районах повышенной сейсмичности расположено свыше 1300 городов и населенных пунктов. Землетрясения высокой интенсивности приводят к многочисленным жертвам и разрушениям. Вместе с тем (по данным [123, 124]) территория Российской Федерации в целом характеризуется умеренной сейсмичностью. Однако, в отдельных районах Северного Кавказа, юга Сибири и Дальнего Востока сейсмичность оценивается 8-9 и 9-10 баллов по 12-балльной макросейсмической шкале МSK-64.

До 1969 г. сейсмическая опасность в нормативных документах недооценивалась. Для ряда районов уровень расчетной сейсмичности был существенно ниже (по отношению к современным оценкам), в результате чего застройка отдельных территорий имеет изначально недостаточную сейсмостойкость.

До 1997 г. сейсмичность территорий оценивалась по картам сейсмического районирования, основанным на детерминистском подходе. Вероятностный подход к прогнозированию землетрясений в картах СР-78 был выражен в том, что повторяемость землетрясений на конкретной территории выполнялся на основе индексов 1, 2 и 3, учитывающих вероятность сейсмических сотрясений один раз в 100, 1000 и 10000 лет. Очевидно, что оценка сейсмической опасности, выполненная на детерминистской основе, не представляется достаточно обоснованной [123, 124]. Подтверждением может служить недооценка сейсмической опасности на территории Северной Армении, где в 1988 г. произошло Спитакское землетрясение с разрушительными последствиями ([108, 52]).

Для повышения надежности прогноза сейсмической опасности в ИФЗ РАН разработан комплект карт сейсмического районирования России — ОСР-97 [159]. В состав комплекта входят три карты: А, В, С — для периода повторяемости землетрясений в 500 лет, (карта ОСР-97-А), в 1000 лет (карта ОСР-97-В), 5000 лет (карта ОСР-97-С). Комплект карт ОСР-97 является нормативной основой прогноза сейсмической опасности района строительства.

Для массового строительства используется карта OCP-97-A. Для проектирования и строительства объектов повышенной ответственности и особо ответственных сооружений используются карты карта OCP-97-B и карта OCP-97-C.

Для обеспечения уровня надежности зданий и сооружений, определяемых Государственным Стандартом [46], необходимо выполнять строительство зданий и сооружений, обладающих способностью воспринимать сейсмические воздействия. Такая постановка задачи строительства определяет необходимость оценки (прогноза) сейсмостойкости, что создает основу для проектирования и строительства зданий с заданным уровнем сейсмостойкости, т.е. с требуемым уровнем надежности.

Одним из первых отечественных нормативных документов были нормы СН-8-57 [7], разработанные на основе работ К.С. Завриева, И.Л. Корчинского, С.М. Медведева, А.Г. Назарова, G Housner, M. Віоt, посвященных исследованиям работы конструкций при динамических воздействиях. В нормах [136] сейсмическая нагрузка на сооружение определяется на основе спектральной теории М. Віоt [169, 170] с учетом коэффициента сейсмичности K_C , равного отношению прогнозируемого ускорения основания (\vec{y}) к величине ускорения свободного падения (g). При этом специфика реакции сооружения на ускорение основания учитывается методом введения коэффициента динамичности $\beta = f(\rho, \psi)$, где ρ - круговая частота собственных колебаний системы, ψ - характеристика затухания системы, равная удвоенному значению декремента затухания.

Для многомассовых систем нормами [136] решение задач динамики предложено выполнять с разложением форм колебаний таких систем на составляющие по отдельным формам колебаний, что учитывается путем применения коэффициента η_{ik} .

Прогноз сейсмического воздействия (в соответствии с нормами [136]) определяется по формуле:

$$S_{ik} = K_c Q_k \beta_i \eta_{ik} \tag{1.1}$$

где:

 K_c - коэффициент сейсмичности;

 Q_k - масса в точке k;

 eta_i - коэффициент динамичности по i-той форме колебания;

 η_{ik} - коэффициент разложения нагрузки по формам колебания.

Концепция норм [136] использовалась вплоть до 1981 г., когда был введен в действие СНиП II-7-81 [137], в котором учтены накопленный массив данных о фиксации параметров сейсмических воздействий и результаты исследований по сейсмостойкости конструкций и конструктивных систем. Оценку сейсмостойкости конструкций нормами [137] предусматривается выполнять на основе принципа предельных состояний, в рамках которого

предусматривается учет системы коэффициентов надежности (по нагрузке, по материалу и проч).

В соответствии с базовыми положениями концепции предельных состояний, изложенных в [28], несущая способность конструкции определяется с учетом не только упругой, но и упруго-пластической работы как материала, так и конструкции в целом.

Анализом последствий землетрясений установлено, что конструкции зданий и сооружений при сейсмических воздействиях могут получать некоторый объем пластических деформаций, но определенный уровень пластической работы конструкций может быть признан вполне приемлемым. Такой принцип оценки сейсмостойкости нашел отражение в нормах, которыми предусматривается учитывать пластическую фазу работы конструкции путем введения в формулу определения сейсмической нагрузки отдельного коэффициента — «коэффициента допускаемых повреждений» (K_I). Значение коэффициента K_I определяется уровнем пластических деформаций, которые могут быть допущены для различных конструкций сейсмостойких зданий с одной стороны, с другой — определяется способность конструкции реализовать некоторый объем пластической фазы деформирования.

Нормы европейского сообщества Eurocode 8 [175], устанавливающие принципы обеспечения сейсмостойкости, также содержат коэффициент, аналогичный коэффициенту K_I отечественных норм - коэффициент поведения, который вводится «...с целью отказа от выполнения явного нелинейного расчета конструкции при проектировании, способность конструкции рассеивать энергию за счет пластического деформирования ее элементов или же путем использования других механизмов учитывается с помощью линейного расчета, основанного на спектре редуцированной реакции, который в дальнейшем будет называться расчетным спектром. Указанная редукция достигается за счет введения коэффициента поведения q»..., который является «аппроксимацией отношения фактических сейсмических усилий, которые конструкция могла бы выдержать, если ее реакция была полностью упругой, и она имела 5% вязкое демпфирование, к минимальным сейсмическим силам, используемым при проектировании с применением линейной модели. Таким образом, коэффициент q обеспечивает удовлетворительную реакцию конструкции при ее линейном расчете».

Нормами [137] установлено, что для зданий и сооружений, в несущих конструкциях которых пластические деформации не допускаются K_I =1,0; для зданий и сооружений, в которых могут быть допущены остаточные деформации K_I =0,25; для зданий и сооружений, в которых могут быть допущены значительные остаточные деформации (одноэтажные производственные и сельскохозяйственные здания, не содержащие ценного оборудования) K_I =0,12.

Таким образом, одним из важнейших параметров, определяющих надежность прогноза сейсмостойкости конструкций зданий и сооружений, является коэффициент допускаемых повреждений (K_I). Уточнению и обоснованию величины коэффициента K_I посвящен большой объем исследований — наиболее широко используются данные инженерных обследований последствий землетрясений (см., например, работы [19, 20, 52, 108, и другие], по результатам которых устанавливаются на основе социальных, экономических и инженерных позиций «приемлемые» уровни повреждений.

Также достаточно широко проводятся исследования по теоретическому обоснованию величины коэффициента допускаемых повреждений, в рамках которых используются два основных критерия: характеристика пластичности конструкции (материала) — коэффициент пластичности μ , а также «индекс повреждаемости конструкции» D.

Для наиболее распространенных железобетонных и каменных конструкций предложены различные подходы по определению коэффициент пластичности (см., например, работы [167, 172,173, 182, 186, 187]):

на основе критерия кривизны железобетонных элементов:

$$\mu = \frac{k_{\text{max}}}{k_{y}} \tag{1.2}$$

где: k_{max} — максимальная кривизна сечения, соответствующая разрушающей нагрузке; k_{y} —кривизна сечения, соответствующая началу текучести арматуры;

b) – по прогибу:

$$\mu = \frac{y_{\text{max}}}{y_y} \tag{1.3}$$

где: y_{max} — максимальный прогиб конструкции, соответствующий разрушающей нагрузке; y_y — прогиб, соответствующий началу текучести арматуры (для железобетонного сечения), для иных материалов - прогиб, соответствующий максимальному уровню упругих деформаций материала конструкции;

с) - по углу пластического поворота (для железобетонных элементов):

$$\mu = \frac{\theta_{\text{max}}}{\theta_{y}} \tag{1.4}$$

где: θ_{max} — максимальный угол поворота, соответствующий разрушающей нагрузке; θ_{y} —угол поворота, соответствующий началу текучести арматуры.

Необходимо отметить, что наиболее универсальной методикой определения коэффициента пластичности, построенной на деформационных критериях (величинах

относительных деформаций), является методика, предложенная Б.С. Расторгуевым и Н.Н. Поповым [110, 111]:

$$\mu = \varepsilon_{lot} / \varepsilon_{el} \tag{1.5}$$

где: ε_{tot} – полная величина упруго-пластических относительных деформаций;

 ε_{el} - величина упругих относительных деформаций.

Методика, предложенная Б.С. Расторгуевым и Н.Н. Поповым может применяться как для железобетонных, так и для каменных конструкций и используется наиболее широко.

Для определения величины коэффициента допускаемых повреждений используются несколько подходов — см., например, работы [84, 119, 127]. Однако, принципы, используемые в указанных работах, не позволяют получить значения коэффициента K_I =0,12, который соответствует объему повреждений конструкций, близкого к разрушению. Такая величина коэффициента K_I соответствует предельно допустимому уровню повреждений сооружения, которое не подлежит ремонту и восстановлению после землетрясения. И отечественные и отдельные зарубежные нормы сейсмостойкого строительства допускают величины коэффициента K_I =0,12.

Наиболее корректная методика определения коэффициента допускаемых повреждений, соответствующая принципу равенства энергий, поглощаемых линейно-упругими и идеально упруго-пластическими несущими системами, в рамках которой могут быть получены и предельно низкие величины $K_I \le 0,12$, предложена в работах [60, 63]:

$$K_1 = \frac{1}{2\mu - 1} \tag{1.6}$$

Графическая интерпретация зависимости (1.5) представлена на рис. 1.1.

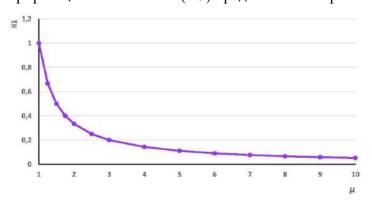


Рисунок 1.1 — Зависимость коэффициента K_I от величины коэффициента пластичности μ в соответствии с (1.6)

С учетом ограничения на величину предельно допустимых деформаций для анизотропных материалов - бетон, каменная кладка [85, 93, 160] предел пластического деформирования таких материалов должен быть ограничен величиной μ_{lim} =0,7-0,85 μ_{max} , после превышения котород

развиваются во времени процессы полного разрушения материала. С учетом принятых ограничений величина коэффициента допускаемых повреждений определяется выражением:

$$K_1 = \frac{1}{2\mu_{lim} - 1} \tag{1.7}$$

Величина коэффициента допускаемых повреждений не является единожды установленной константой — по результатам исследований в нормы вносятся изменения, в отдельных случаях достаточно существенные, что приводит к значимым изменениям результатов оценки сейсмостойкости конструкций. Так, в таблице 1.1. представлено сопоставление значений коэффициентов допускаемых повреждений по нормативным документам разных лет.

Таблица 1.1

No॒	Вид здания, сооружения, конструкции	Значения K_1		
Π/Π		СНиП	СНиП	СП
		II-7-81	II-7-81	14.1330
		ред.	ред.	-2011
		1981 г.	1999 г.	(2014)
1	Сооружения, в которых остаточные деформации и	1,0	1,0	1,0
	локальные повреждения (осадки, трещины и др.) не			
	допускаются*			
2	Здания и сооружения, в конструкциях которых могут		-	-
	быть допущены остаточные деформации, трещины,			
	повреждения отдельных элементов и т.п., затрудняющие			
	нормальную эксплуатацию, при обеспечении			
	безопасности людей и сохранности оборудования		0.00	0.25
	Из железобетонных крупнопанельных или монолитных		0,22	0,25
	конструкций			0.2
	Из железобетонных объемно-блочных и панельно-		-	0,3
	блочных конструкций	0,25	0,25	0,25
	Со стальным каркасом без вертикальных диафрагм и связей		0,23	0,23
	То же, с диафрагмами и связями		0,22	0,22
	С железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм		0,22	0,22
	и связей		0,55	0,33
	То же, с диафрагмами и связями		0,25	0,3
	То же, с заполнением из кирпичной и каменной кладки		-	0,4
	Из кирпичной и каменной кладки		0,35	0,4
	Из деревянных конструкций		-	0,15
3	Здания и сооружения, в конструкциях которых могут	0,12	0,12	0,12
	быть допущены значительные остаточные деформации,	5,12	, <u>-</u>	
	трещины, повреждения отдельных элементов, их			
	смещения и т.п., временно приостанавливающие			
	нормальную эксплуатацию, при обеспечении			
	безопасности людей			

Анализ таблицы 1.1 показывает, что величины K_I изменяются существенным образом — так, для каменных конструкций значение K_I увеличилось на 60%. Необходимо отметить, что в

течение 30 лет в раздел норм, относящихся к определению K_1 , вносятся новые виды конструкций, что определяется существенно ротличающимися механизмами, формирующими пластическую фазу работы конструкций различного вида, а также возможностями реализации пластического деформирования конструкциями.

Таким образом, новые виды конструкций, например, многослойные каменно-монолитные конструкции, нуждаются в научном обосновании ключевого параметра, определяющего достоверность и надежность прогноза уровня сейсмостойкости конструкций - величины коэффициента допускаемых повреждений, что позволит повысить надежность сейсмостойких зданий, выполненных из таких конструкций.

1.2 Обзор экспериментальных и теоретических исследований по теме работы

Многослойные каменно-монолитные конструкции представляют собой композитную конструкцию и состоят из наружных слоев, выполненных из каменной кладки с применением различных видов кладочных материалов, и внутреннего слоя монолитного железобетона, что требует анализа выполненных исследований как по отдельным видам материалов, входящих в состав слоистого композита, так и исследований по каменно-монолитным (комплексным) конструкциям.

1.2.1. Обзор экспериментальных и теоретических исследований каменных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния, в том числе – при сейсмических воздействиях

Исследования каменных конструкций наиболее широко выполнялись в первой половине и средине XX века. При этом основной объем исследований выполнен для условий, соответствующих обычным условиям эксплуатации, т.е. преимущественно при действии вертикальных нагрузок. Наиболее значимые работы выполнены Л.И. Онищиком [88, 89, 90], С.А. Андреевым [21, 22], В.А. Камейко [68], И.Т. Котовым [79], В.В. Пангаевым [91, 92], В. Поляковым [98, 99], Т.И. Барановой, Н.Н. Ласьковым, Д.В. Артюшиным [29, 30, 31, 32, 33], Б.С. Соколовым, А.Б. Антаковым [141, 142, 143] и другими авторами.

В рамках исследований каменных конструкций при действии преимущественно вертикальных нагрузок установлены фундаментальные законы прочности и деформативности каменной кладки.

Так, исследованиями, выполненными под руководством Л.И. Онищика установлены этапы разрушения каменной кладки при действии кратковременной нагрузки, направленной перпендикулярно горизонтальному растворному шву:

1 этап: появляются трещины, параллельные оси воздействия — вертикальные, распространенные на высоту одного — двух камней; такие трещины формируются при

величинах нагрузки 60-80% от разрушающей (при кладке на цементных растворах), 50-70% (при кладке на сложных растворах с включением цементных и известковых вяжущих), 40-60% (при кладке на растворах с применением известковых вяжущих);

2 этап: при росте нагрузки до 80-90% от разрушающей происходит развитие вертикальных трещин на всю высоту конструкции;

3 этап: при дальнейшем увеличении нагрузки происходит увеличение ширины вертикальных трещин и разрушение конструкции.

При действии длительных нагрузок деформации и разрушения происходят при существенно более низком уровне нагрузок, что обосновано работами Л.И. Онищика и С.В. Полякова.

На основе исследований Л.И. Онищика с уточняющими работами С.В. Полякова разработана зависимость, определяющая деформационные характеристики конструкций из каменной кладки (включая нелинейную работу), входящая в состав действующих норм (СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции»):

$$\varepsilon = -\frac{1.1}{\alpha} \ln \left(1 - \frac{\sigma}{1.1 R_{11}} \right), \tag{1.7}$$

где R_u — временное сопротивление сжатию кладки, прямо пропорциональное расчетному сопротивлению сжатия кладки R;

- α упругая характеристика кладки;
- ε относительная деформация;
- σ напряжения.

В развитие исследований каменных конструкций при действии вертикальных нагрузок выполнен значительный объем работ по исследованию работы каменных конструкций при двухосном напряженном состоянии, в том числе — в условиях сейсмических воздействий. Наиболее значимые работы выполнены В.Д. Ивенко [54], О.В. Кабанцевым [56, 57, 58, 62, 64, 65, 66], В.И. Коноводченко [72, 73, 74, 75], Д.Г. Копаницей [76, 77, 78], С.В. Поляковым [103, 104, 105], С.М. Сафаргалиевым [121, 122], Г.П. Тонких [153, 154, 155, 156, 157].

На начальных этапах исследований в рамках прочностных критериев обоснованы принципы сейсмостойкости каменных конструкций, которые основаны на использовании в качестве критерия значения минимально допустимой величины нормального сцепления в каменной кладке (работы В.И. Коноводченко, С.В. Полякова, С.М. Сафаргалиева).

На основе результатов указанных исследований Г.А Гениев предложил и обосновал критерии прочности каменной кладки как ортотропного материала [42] с использованием трех механизмов разрушения:

- 1. Разрушение от раздробления, проявляющееся при одноосном и двухосном неравномерном или равномерном сжатии.
- 2. Разрушение от отрыва, проявляющееся при одноосном и двухосном неравномерном или равномерном растяжении.
- 3. Разрушение от сдвига, проявляющееся при смешанных двухосных напряженных состояниях сжатие-растяжение.

Графическая интерпретация критериев прочности каменной кладки по Γ.А. Гениеву [42] представлена на рис. 1.2.

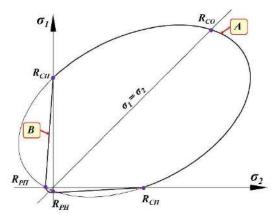


Рисунок 1.2 – Огибающая кривая критериев прочности каменной кладки по Г.А. Гениеву [42]

Огибающая кривая критериев прочности каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния имеет два участка: кривая A (эллипс), соответствующая критериям прочности в области «раздробления — отрыва»; кривая B (гипербола), соответствующая критериям прочности области «сдвиг». По Г.А. Гениеву: гипербола B отсекает от эллипса A в области смешанных напряженных состояний значительные участки, где причиной разрушения является не раздробление или отрыв, а сдвиг по опасным плоскостям скольжения; в точках взаимного пересечения кривых A и B происходит смена механизмов разрушения: раздробление — сдвиг — отрыв — сдвиг — раздробление.

Однако, сейсмостойкость конструкций зданий зависит не только от уровня несущей способности, но и (в значительной степени!) от уровня пластичности конструкций (см. раздел 1.1), что доказано и обосновано более поздними исследованиями (О.В. Кабанцев, Д.Г. Копаница, Г.П. Тонких). В работах [56, 57, 58, 62, 64, 76, 78, 156, 157] установлено, что уровень пластичности каменных конструкций при плоском напряженном состоянии обратно пропорционален величине адгезионной прочности взаимодействия кирпича и раствора в горизонтальном шве R_{adh} (соответствует ранее принятому понятию нормального сцепления). Графическая интерпретация представлена на рис. 1.3.

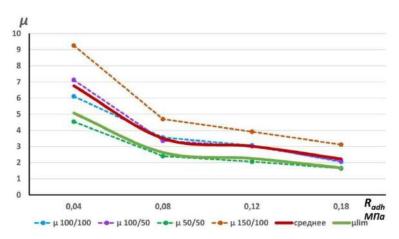


Рисунок 1.3 — Графики коэффициентов пластичности (μ) каменных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния в зависимости от уровня адгезионной прочности взаимодействия кирпича и раствора в горизонтальном кладочном шве R_{adh}

Исследованиями О.В. Кабанцева, Д.Г. Копаницы, Г.П. Тонких также определены и обоснованы предельно допустимые величины относительных деформаций каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния: для сжатой диагонали $-0.00075 \le \varepsilon_{lim} \le 0.00125$. Таким образом, принцип использования деформационных критериев (наряду с критериями прочности) для каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния получил корректное научное обоснование.

Анализ результатов исследований О.В. Кабанцева, Д.Г. Копаницы, Г.П. Тонких показывает, что при использовании прочностного критерия (адгезионная прочность контакта кирпича и раствора) могут быть получены существенно различные величины несущей способности каменной конструкции. При этом величина предельной относительной деформации каменной конструкции для условий двухосного напряженного состояния изменяется незначительно.

Таким образом, использование деформационных критериев является единственно возможным для конструкций из каменной кладки, которые находятся во взаимодействии с внешними элементами, оказывающими влияние на работу кладочной части конструкции (см. работы [153, 154, 156, 157]).

1.2.2. Обзор экспериментальных и теоретических исследований бетонных и железобетонных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния, в том числе – при сейсмических воздействиях

Исследования бетонных и железобетонных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния, включая условия динамического (сейсмического) воздействия, выполнялись в больших объемах, начиная с 30-х годов XX века.

В отечественной и зарубежной печати приведено большое количество результатов испытаний железобетонных конструктивных элементов. В работах [87, 180] приведены результаты статических испытаний железобетонных стен-диафрагм. Результаты показали, что зависимость «сила-смещение» для этих элементов может быть с приемлемой точностью аппроксимирована двумя прямыми линиями. Те же испытания указывают на большую эффективность в восприятии сдвигающих сил продольного армирования по сравнению с поперечным.

В работе [54] приведен обзор результатов испытаний фрагментов бетонных и железобетонных стен с целью изучения механизма формирования их прочности, трещиностойкости, деформативности при действии горизонтальных нагрузок. Получены зависимости предельных горизонтальных усилий от интенсивности вертикальных нагрузок.

В работе [26] показано, что вертикальное армирование существенно повышает несущую способность конструкций на сдвиг, что обычно не учитывается в расчетах железобетонных сечений. Получены данные о предельных уровнях пластических деформаций для некоторых образцов.

В ЦНИИЭП жилища [1, 141] проведены испытания прямоугольных перемычек кососимметричным нагружением. Были получены эмпирические формулы определения предельных усилий по изгибу и сдвигу.

А. Скарпас в работе [26] указывает, что диагонально армированные перемычки гораздо лучше сохраняют жесткость и несущую способность при циклическом нагружении.

В КПИ им. С. Лазо [55] исследовано поведение стеновых панелей при двухосном НДС. Варьировались величина вертикальной нагрузки, условия загружения, прочность бетона, интенсивность полевого и контурного армирования. Получены данные о предельных коэффициентах податливости.

В работе [183] была представлена двухмерная конечно-элементная модель поведения железобетонных сооружений. Учитывается возникновение трещин от растягивающих напряжений, нелинейное деформирование железобетона при многоосном сжатии, пластическое деформирование арматурной стали. Модель позволяет получить кривую «нагрузка-смещение» для всего сооружения, распределение напряжений и деформаций по полю стен.

Математическая модель поведения железобетона при плоском напряженнодеформированном состоянии предложена в КПИ им. С.Лазо. Железобетон представлен в виде физически нелинейного, анизотропного, сплошного материала, состоящего из бетона и растворенной в нем арматуры. Установлена гораздо большая эффективность контурного армирования по сравнение с долевым. Алгоритм расчета железобетонных элементов на основе МКЭ (Феникс-2) был разработан в Киевском НИИАСС. Был использован критерий Гениева Г.А. разрушения бетона при двухосном НДС [42]. После образования трещин, в алгоритме матрица жесткости строится на основе предложений Карпенко Н.И [69]. Зависимость «напряжение-деформация» для бетона принимается в экспоненциальной форме, асимптотически приближающейся с увеличением деформаций к горизонтальной прямой. Считается, что ниспадающий участок отсутствует, а разгрузка ведется с исходным модулем упругости. Отмечается, что в проемной диафрагме процесс трещинообразования более интенсивно проходит в растянутом простенке. Построенный алгоритм позволяет исследовать поведение сооружений при статических циклических и односторонних нагрузках.

Аналогичный по назначению алгоритм построен Розенбергом М.Я. [69]. Важное отличие состоит в учете ниспадающего участка диаграммы «напряжение-деформация» для железобетона. Предполагается, что отдельный элемент конструкции (расчет ведется с помощью МКЭ) может находиться в трех состояниях:

- 1) в отсутствие трещин;
- 2) образование одной диагональной трещины по одному из двух возможных направлений в зависимости от напряженно-деформированного состояния;
 - 3) образование двух диагональных пересекающихся трещин.

Кроме трещин в бетоне, учтены также пластические деформации в арматуре. Алгоритм позволяет получить кривую «нагрузка-смещение» для сооружения в целом, уровни напряжений и пластических деформаций при статических односторонних нагрузках.

В работе [26] приведены данные испытаний двух семиэтажных железобетонных диафрагм с проемами (масштаб 1:4), проведенных в Кентерберрийском университете, отличавшихся армированием перемычек (ортогональное и диагональное). Сравнение конструкций основывалось на сопоставлении характеристик «нагрузка-смещение». Для диафрагмы с диагональным армированием получены более стабильные петли гистерезиса. У диафрагмы с ортогональным армированием перемычек наблюдалось существенное падение жесткости и предела пластичности от цикла к циклу, а также сужение петель гистерезиса, характерное для нарушения механизма сопротивления сдвигу. Отмечается, что максимумы углов поворота опорных сечений перемычек располагались в пределах 2-3 этажа.

А.Е. Актан и В. Бертеро [168] провели сравнение двух 4-этажных спаренных диафрагм с различным армированием стен и перемычек (модели 1 и 2). Модель 2 имела уменьшенное армирование перемычек. Нагружение носило сложный циклический характер. Обе модели разрушились полухрупко в уровне 1-го этажа (раскалывание стен при нарастающем сжатии). Вклад растянутого столба в суммарную перерезывающую силу составил лишь 10% для модели

1 и 30% для модели 2, что свидетельствует о возрастании осевых усилий при более прочных перемычках. Авторы указывают на преобладание изгиба над сдвигом в критической зоне модели 2 перед разрушением и на более высокие диссипативные свойства этой модели. Авторы делают вывод, что повышение прочности соединительных элементов свыше определенной величины негативно отражается на деформативности и диссипативных свойствах сооружения при сильном землетрясении.

В работе [177] приводятся результаты исследования нелинейной реакции и механизма разрушения диафрагменных систем под действием статических и динамических нагрузок. В качестве расчетной схемы принята 10-этажная однопролетная рама, жестко защемленная в основании. Характеристика «восстанавливающая сила-смещение» для элементов диафрагмы принята в соответствии с модифицированной моделью Такеды. Упругая перемычка соединяется с диафрагмой жесткой связью и пластическим шарниром, в котором сосредотачиваются все неупругие деформации. Контрольным параметром наступления являются результирующие напряжения. Для заданной пластичности диафрагмы (с относительно слабыми перемычками и постоянной по высоте жесткостью и прочностью элементов) установлена последовательность развития трещинообразования и пластических явлений в стенах и перемычках. Отмечено, что для приближения к экспериментальным данным необходим учет осевой неупругости стен. Также отмечено перераспределение сдвиговых нагрузок от растянутой стены к сжатой. Указано, что учет эффекта «прищемления» жесткостной характеристики и деградации жесткости вызывает значительное увеличение деформативности сооружения. Отмечается важная роль неупругих явлений в перемычках, чья прочность определяет максимальные уровни осевых сил в стенах.

Методика неупругого расчета спаренных диафрагм на сейсмические воздействия представлена в работе [176]. Автор рассматривает рассеивание энергии при упругопластической работе перемычек как средство повышения сейсмостойкости диафрагм в целом. Рассматриваются различные гистерезисные модели поведения элементов сооружения при циклической нагрузке.

В работе [178] исследуется нелинейная сейсмическая реакция железобетонных сооружений с учетом влияния изменения скорости деформаций на свойства конструкций. Исследования показали, что прочность железобетонных элементов при действии динамической нагрузки примерно на 20% выше, чем при статической. В расчетах учитывалось эквивалентное вязкое трение и гистерезисное рассеивание энергии. Получено, что в железобетонных элементах, работающих в упругопластической стадии демпфирование вызывается, в основном, гистерезисным затуханием, а не вязким трением. Отмечается также более существенный рост

предела прочности на сдвиг, по сравнению с пределом прочности на изгиб с ростом скорости нагружения.

В работах [23, 27] рассмотрены резонансные режимы многомассовых систем в линейной и нелинейной стадиях на примере 4-этажной рамы с абсолютно жесткими ригелями. Для стен принята билинейная диаграмма «восстанавливающая сила-смещение». Указывается на независимость формы реакции от расположения источника возбуждения.

В работе [25] рассматриваются колебания многомассовых нелинейных систем гистерезисного типа. Рассмотрены упругопластическая и упругохрупкая гистерезисные системы. Отмечается накопление погрешности при не учете точки разрыва производной характеристики «горизонтальная сила – перемещения» («Р-х»).

В работе [24] представлена гистерезисная модель поведения железобетона, основанная на концепции накопления повреждений. Указывается, что зависимость степени падения жесткости только от максимального значения деформации за весь предыдущий отрезок времени не подтверждается экспериментами, а энергетические подходы весьма трудоемки. Авторы предлагают учитывать поведение жесткостной характеристики в зависимости от суммы относительных неупругих деформаций за все предыдущие циклы.

В работе [24] исследовано нелинейное деформирование крупнопанельных зданий при интенсивных колебаниях. Установлена важность учета необратимого изменения жесткости конструкций, нелинейных процессов в стыках и грунте.

Д. Кнуттунен [181] исследовал роль податливости и способности работать за пределом упругости конструкций сейсмостойких зданий. Указывается, что, поскольку обычно сейсмические нагрузки превышают предел пластичности конструкций, величина последнего должна подбираться из соображений ограничения пластических деформаций. Для правильно сконструированных железобетонной конструкций, коэффициент податливости (отношение максимальных деформаций к предельным упругим) по изгибу подразумевается равным 4-6. Отмечено, что неупругий расчет целесообразен и при невысокой расчетной сейсмичности для компенсации неопределенности уровня воздействий, так как здания с предусмотренными пластическими свойствами в большей мере способны к перераспределению усилий, чем рассчитанные упруго.

В работе [15] предлагается вводить дифференцированные коэффициенты к расчетным усилиям в элементах здания, разделенных на три группы:

- 1) Элементы, в которых пластические деформации развиваются в первую очередь.
- 2) Элементы, в которых пластические деформаций развиваются во вторую очередь.
- 3) Элементы, работающие упруго.

Отмечается, что возможны два общих случая развития процесса разрушения:

- -общий механизм (упруго работают вертикальные элементы здания; элементы, не несущие значительной вертикальной нагрузки, работают в упругопластической стадии);
- -локальный механизм (упругими остаются ригели, перемычки, а вертикальные элементы работают в упругопластической стадии).

В случае общего механизма упругие восстанавливающие силы уменьшают остаточные деформации, ограничивают максимальные смещения и дополнительные моменты от вертикальных нагрузок.

Анализ большого объема исследований бетонных и железобетонных конструкций, находящихся в условиях двухосного напряженного состояния, включая динамические (сейсмические) воздействия, показывает:

- для прогноза и оценки несущей способности таких конструкций могут использоваться как критерии прочности, так и деформационные критерии;
- использование деформационных критериев наиболее обосновано для случаев анализа системы конструктивных систем из элементов с различной жесткостью (вариант конструктивных элементов, состоящих из разнородных слоев с различной жесткостью), что позволяет учесть вклад каждой составляющей и их взаимовлияние в результирующую (интегральную) оценку несущей способности и деформативности таких конструкций.

1.2.3. Обзор экспериментальных и теоретических исследований комплексных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния, в том числе – при сейсмических воздействиях

Полная теория расчета комплексных каменно-монолитных конструкций была разработана профессором П.Л. Пастернаком и опубликована в монографии «Комплексные конструкции» [97]. В работе рассматривалась работа комплексных конструкций в условиях нагрузок, прикладываемых в направлении преимущественно перпендикулярно горизонтальных кладочным швам. В 1946 г. в лаборатории каменных конструкций ЦНИИПС С.В. Поляковым были начаты экспериментальные исследования по проверке основных предпосылок предложенного метода расчета и его совершенствования. В результате опытов с образцами, в которых кладка выполнялась из обыкновенного глиняного кирпича, были сделаны следующие выводы:

- 1) Кладка и бетон в комплексных сечениях вплоть до разрушения всего сечения работают совместно.
- 2) Арматура в комплексных сечениях работает совместно с кладкой и бетоном вплоть до разрушения всего сечения и достигает предел текучести R.

- 3) Коэффициент использования кладки при равномерном загружении всего сечения колеблется в пределах 0,8:1,0.
- 4) Несущая способность коротких центрально сжатых комплексных сечений с внутренним и наружным расположением железобетонной части сечения одинакова при условии равенства площадки сечения.
- 5) При проектировании комплексных конструкций необходимо предусматривать распределительные плиты, обеспечивающие равномерное загружение всего сечения.
- 6) Несущая способность центрально-сжатого комплексного сечения может определяться по формуле:

$$N_{\rm KC} = N_{\rm KG} + 0.8 N_{\rm KJ} \,, \tag{1.8}$$

где

$$N_{\mathsf{x}\mathsf{6}} = \varphi_{\mathsf{KC}} \big[F_{\mathsf{6}} \cdot R_{\mathsf{n}\mathsf{D}.\mathsf{6}} + f_{a}' \cdot G_{\mathsf{K}} \big]. \tag{1.9}$$

Если кладка не имеет поперечной арматуры, то

$$N_{\kappa\pi} = \varphi_{\kappa\varsigma} \cdot F_{\kappa\pi} \cdot R_{\kappa\pi} . \tag{1.10}$$

В формулах (1.8-1.10):

0,8 - коэффициент использования кладки;

 $N_{\rm жб},\,N_{\rm кл}$ – несущая способность железобетона и кладки, соответственно;

 $F_{\rm ж6},\,F_{\rm кл}$ — площадь поперечного сечения железобетона и кладки;

 $R_{\text{пр.6}}, R_{\text{кл}}$ – прочность при сжатии бетона и кладки;

 f_a – площадь сечения сжатой арматуры;

 G_{κ} – предел текучести арматуры;

 $arphi_{
m kc}$ — коэффициент продольного изгиба комплексного сечения, который может быть определен по приведенным в нормах проектирования каменных конструкций данным, принимая при этом упругую характеристику $lpha={
m E}_{
m kc0}/R_{
m kc}$ по начальному модулю упругости:

$$E_{KC0} = \frac{E_{60} \cdot I_6 + E_{KD0} \cdot I_{KD}}{I_6 + I_{KD}},$$
(1.11)

и приведенному пределу прочности

$$R_{KC} = \frac{R_{K\Pi} \cdot F_{K\Pi} + R_6 \cdot F_6}{F_6 + F_{K\Pi}},\tag{1.12}$$

где E_{60} , $E_{\kappa n}$ – начальные модули упругости бетона и кладки;

 $I_{6},\,I_{\mbox{\tiny KЛ}}$ — моменты инерции железобетона и кладки относительно центра тяжести сечения.

В более поздних работах других исследователей [120] была подтверждена величина коэффициента в формуле (1.8).

Приведенная в «Пособии по проектированию каменных и армированных конструкций» [113] формула для расчета комплексных конструкций имеет следующий вид:

$$N \le \varphi_{cs} [0.85 \cdot m_q (R \cdot A + R_6 \cdot A_6) + R_{cs} \cdot A_s']. \tag{1.13}$$

В этой формуле влияние снижающего коэффициента 0.85 распространено и на прочность бетона.

Условия работы комплексных каменно-монолитных конструкций при двухосном напряженном состоянии имеют существенные отличия от условий осевого нагружения, что требует проведения специальных научных исследований. Исследования комплексных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния выполнены Г.П. Тонких, О.В. Кабанцевым, В.В. Кошаевым, А.В., Грановским [152, 153, 154, 155, 156], Д.Г. Копаницей [76, 78] и другими авторами.

В указанных работах исследованы образцы из каменной кладки толщиной 250 мм размером 1030х1140 мм с приблизительно равными прочности нормального сцепления, которые усилены слоем монолитного железобетона с различным типом взаимного крепления — (таблица 1.2). Такие образцы представляют собой двухслойную каменно-монолитную композитную конструкцию, напряженно-деформированное состояние которых при плоском напряженном состоянии представляет интерес с позицией темы диссертационного исследования.

Исследованиями установлено, что разрушение кладки в двухслойных каменномонолитных образцах происходит в несколько этапов — от первой трещины вдоль сжатой диагонали до множественных трещин по площади кладочного слоя с последующим отделением слоя кладки от слоя бетона при полном разрушении образца. Установлены механизмы локальных разрушений кладочного слоя: срез кладки по горизонтальным швам, осевое растяжение по перевязанному сечению при прохождении трещины по раствору, растяжение по перевязанному сечению при прохождении трещины по раствору и растяжение по перевязанному сечению при прохождении трещины по кирпичу.

Таблица 1.2

$N_{\underline{0}}$	Марка	Характеристика образца	Кол-во
Π/Π	образца		образцов,
			шт.
1	OK-1c	Образцы (эталоны) выполнены без усиления	2
2		Крепление ж/б аппликации к кладке без предварительной	2
	ОК-2Ус	конструктивной подготовки поверхности, на которую был уложен	
		бетон.	
3		Крепление ж/б аппликации к кладке микрошпонками,	2
	ОК-3Ус	образованных в углубленных горизонтальных швах (через один	
		шов) при бетонировании: A_s =865,2см 2 .	
4	ОК-4Ус	Крепление ж/б аппликации к кладке микрошпонками,	2

		образованных в углубленных горизонтальных швах (100%) при	
		бетонировании: $A_s=1606,8$ см 2 .	
5		Крепление аппликации к кладке Усиление ж/б аппликацией с	2
	ОК-5Ус	устройством бетонных шпонок размером 130х89мм: A_s =2750 см 2	
6	ОК-6Ус	Крепление аппликации к кладке арматурными анкерами:	2
		$9 \otimes 8 \text{ A}400 \text{ A}_{sw} = 4,53 \text{ cm}^2$.	
7	ОК-7Ус	Крепление аппликации к кладке арматурными анкерами:	2
		$9 \otimes 10 \text{ A}400 \text{ A}_{sw} = 7,07 \text{ cm}^2$.	

Важнейшей особенностью работы двухслойных каменно-монолитных образцов, установленной исследованиями [152, 153, 154, 155, 156], является факт совместной работы слоя кладки в составе двухслойного композита вплоть до разрушения образца в целом. При этом слой кладки после формирования одиночных и магистральных трещин продолжает находиться в контакте с бетонным слоем, но не оказывает при этом влияния на общую работу двухслойного композита.

Экспериментально установлено, что работа слоя кладки в составе двухслойного композита не соответствует базовым критериям прочности, установленным для чистой кладки в условиях двухосного напряженного состояния. Любые механизмы локальных разрушений формируются вне прямой зависимости от уровня нормального сцепления в кладочном слое. При этом контрольным образцом подтверждена величина предельной относительной деформации чистой кладки, но в условиях работы кладки совместно с бетоном (т.е. в условиях двухслойного каменно-монолитного композита) предельная величина относительной деформации слоя кладки достигает 0,002, после чего слой кладки деградирует вследствие формирования и накопления локальных разрушений.

Графически схема напряженно-деформированного состояния двухслойных каменномонолитных композитов представлена на рис. 1.4.

В указанных исследованиях получены зависимости, позволяющие оценить уровень несущей способности двухслойных каменно-монолитных композитов на основе учета вида связей между слоями кладки и бетона. Однако более общие параметры, характеризующие схемы упругопластического деформирования и разрушения таких слоистых композитов с учетом взаимного влияния слоев получены не были.

Анализ результатов исследований [152, 153, 154, 155, 156] показывает, что слоистые композиты работают в условиях двухосного напряженного состояния в режиме взаимного влияния слоев. На начальном этапе слой кладки вносит значимую составляющую в общую схему работы образца. Критерием совместной работы слоев кладки и бетона может служить экспериментально установленная величина предельной деформации слоя кладки вдоль сжатой

диагонали. Прочностные критерии не позволяют получить корректный прогноз работы двухслойных композитов при двухосном напряженном состоянии.

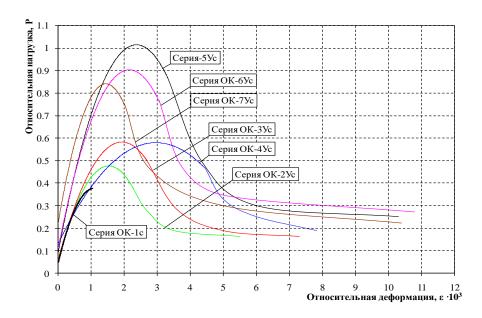


Рисунок 1.4 – Диаграммы деформирования каменной кладки вдоль сжатой диагонали

1.3 Теоретические исследования по учету работы внутреннего и наружных слоев при сейсмическом воздействии и существующие методы их расчета.

При разработке проектов каменно-монолитных зданий в ГПИ «Кишиневгорпроект» первоначально исходили из условия, что все горизонтальные и вертикальные нагрузки воспринимаются железобетонными диафрагмами стен. Такой подход был продиктован осторожностью, поскольку методика расчета трехслойных стен фактически отсутствовала. Первые же попытки рассчитать стены как монолитные, учитывая кладку только как массивную опалубку, показали, что относительно тонкие железобетонные диафрагмы нуждаются в довольно ощутимом армировании. Поэтому было принято решение в прочностных расчетах попытаться учесть работу кладочных слоев стен.

Известно, что при расчете сечение комплексной конструкции заменяются на приведенное сечение с условным расчетным сопротивлением сжатию $R_{\text{прив}}$, определяемым по формуле

$$R_{npus} = \frac{m_b R_b F_b + \lambda_{\kappa n} K_{\kappa n} F_{\kappa n} m_{\kappa n}}{F_b + F_{\kappa n}},$$
(1.14)

где F_{b} , $F_{\kappa\pi}$ — площадь поперечного сечения соответственно бетона и кладок стен; R_{b} , $R_{\kappa\pi}$ — расчетное сопротивление сжатого соответственно бетона и кладки; $\lambda_{\kappa\pi}$ — коэффициент использования кладки.

По результатам расчетов было выявлено, что, несмотря на использование несущей способности каменных стен, в нижних сечениях 9-ти этажных зданий, при учете сейсмического воздействия, требовалась расчетная арматура, причем для восприятия сжимающих напряжений. Этот результат настораживает, поскольку указывает на предельное использование несущей способности несущих стен. Для сравнения, в аналогичных 9-ти этажных монолитных зданиях расчетная арматура, как правило, не требуется.

Сложность задачи расчета систем с трехслойными стенами заключается в отсутствии методики учета совместности работы всех слоев и внутреннего трения между ними при интенсивных горизонтальных нагрузках типа сейсмических.

В ЦНИИСК им. Кучеренко использовался один из возможных путей теоретического анализа этой проблемы для динамической системы со многими степенями свободы. Эти исследования дали только значения максимальных перемещений и остаточных деформаций на разных уровнях конструкций. Вопрос увязки значений максимальных перемещений и остаточных деформаций с характером и степенью локальных повреждений, а также их определения их предельных величин (т.е. коэффициента допускаемых повреждений K_I) остается открытым.

В качестве расчетной схемы сооружения была принята плоская стержневая рамная система с массами, сосредоточенными в уровне каждого этажа. Для столбов (простенков) диафрагм учитываются деформации изгиба и сдвига.

Защемление в опорных точках считалось абсолютно жестким. Сейсмические силы действуют в узлах синхронно, волновые явления не учитываются. Характеристика «реакция-перемещение» моделируется билинейной зависимостью без учета деградаций жесткости и прочности. Осевая жесткость элементов сооружения считалась постоянной, эффект «Р-б» не учтен. Предполагалось, что отдельные слои несущих стен имеют одинаковые перемещения.

Матрица жесткости сооружения R' с трехслойными стенами строилась на основе метода перемещений. Конечным элементом считается конструктивный элемент-простенок. Реактивный момент и поперечная сила в узле каждого элемента будут равны:

$$M = \frac{6EI}{\ell^2} \left(\frac{1}{1+k} \right)$$

$$Q = \frac{12EI}{\ell^3} \left(\frac{1}{1+k} \right)$$

$$k = \frac{12\mu EI}{\ell^2 GA},$$
(1.15)

где E — модуль упругости; I — момент инерции сечения; A — площадь сечения; G — модуль сдвига; ℓ — длина элемента; μ — коэффициент, зависящий от формы сечения.

Матрица жесткости R' совокупности элементов получена суммированием компонентов матриц жесткости R'_m всех элементов системы по формуле (m принимает значения от 1 до n, где n – количество элементов)

$$R' = \sum_{m=1}^{n} R'_{m} \tag{1.16}$$

Прочностные характеристики элементов здания (простенков и перемычек) определяются в соответствии с СП 63.13330.2012. Для монолитного слоя вычисляются следующие параметры:

1) Предельный изгибающий момент по прочности сечения, нормального к продольной оси элемента.

$$M = \sum R_{si} A_{si} (h_0 - a_i), \qquad (1.17)$$

где A_{si} – площадь растянутой арматуры;

 R_{si} ; — расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний 1-ой группы;

 h_0 , – рабочая высота сечения;

аі – расстояние до сжатой арматуры.

2) Предельная поперечная сила по прочности сечения, наклонного к продольной оси элемента.

$$Q = Q_b + Q_{sw},$$
 (1.18)

где Q_b – поперечная сила воспринимаемая бетоном;

 Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

Поперечная сила воспринимаемая бетоном равна

$$Q_{b} = \varphi_{b2} R_{bt} + b h_0^2 / c_0, \qquad (1.19)$$

где $\varphi_{b2} = 2.0$ (дя тяжелого бетона);

 R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

b – толщина элемента;

 $c_0 = \sqrt{{arphi_b R_{bt} b h_0^2 / g_{sw}}}~$ — длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента;

 $g_{sw} = R_{sw}*A_{sw}/s$ – усилие в хомутах на единицу длины элемента;

 R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;

 A_{sw} – площадь поперечной арматуры;

s – расстояние между хомутами.

Поперечная сила, воспринимается хомутами

$$Q_{sw} = g_{sw} *c_0. (1.20)$$

Для слоев каменной кладки определяются следующие параметры:

1) Предельный изгибающий момент для неармированных элементов

$$M = R_{bt}*W, (1.21)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению;

W – момент сопротивления сечения кладки при упругой работе.

2) Предельная поперечная сила

$$Q = R_{tw} * bz$$
, (1.22)

где R_{tw} – расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжением при изгибе:

z – плечо внутренней пары сил.

Для анализа используются дифференциальные уравнения движения в приращениях

$$M\nabla \ddot{Y} + B\nabla \dot{Y} + R'\nabla Y = YP \quad (1.23)$$

где $\nabla Y, \nabla \dot{Y}, \nabla \ddot{Y}$ — соответственно вектора приращений перемещения, скорости и ускорения; M — матрица масс;

В – матрица демпфирования;

 $R' = \partial R \ / \ \partial Y \ - \$ касательная или мгновенная матрица жесткости системы в момент движения t

$$R' = \begin{vmatrix} \frac{\partial R_1}{\partial Y_1} & \dots & \frac{\partial R_1}{\partial Y_n} \\ \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial R_n}{\partial Y_1} & \dots & \frac{\partial R_n}{\partial Y_n} \end{vmatrix}.$$
 (1.24)

Для решения дифференциального уравнения использовался численный метод Вилсона (при этом ускорение на шаге интегрирования изменяется линейно).

В результате этого, система дифференциальных уравнений приводится к системе алгебраических уравнений

$$[\overline{\mathbf{R}}]\nabla\mathbf{Y} = \nabla\overline{\mathbf{P}} \tag{1.25}$$

$$\left[\overline{\mathbf{R}}\right] = R' + \frac{6}{\tau^2}M + \frac{3}{\tau}B\tag{1.26}$$

$$\nabla \overline{\mathbf{P}} = \nabla \mathbf{P} + \left[\frac{6}{\tau} \mathbf{M} + 3\mathbf{B} \right] \dot{\mathbf{Y}}_{k} + \left[3\mathbf{M} + \frac{\tau}{2} \mathbf{B} \right] \ddot{\mathbf{Y}}_{k}$$
(1.27)

Для использования алгоритма, необходимо знать вектора обобщенных перемещений, скоростей и ускорений при t=0.

Приведенная методика, разработанная в Молдавии под руководством профессора Т.А. Балана, основана на использовании прочностных критериев, что (как показывают более поздние исследования) принципиально не позволяет учесть важнейшие аспекты совместной работы слов многослойных композитных конструкций с учетом их взаимовлияния.

Необходимо подчеркнуть, что строительство зданий с несущими стенами из многослойных и комплексных каменно-монолитных конструкций в сейсмических районах ведется в течение многих десятилетий (а в отдельных случаях — и столетий), однако до настоящего времени отсутствует достаточно научно обоснованная методика учета совместной работы разнородных слоев из бетона и каменной кладки. Выполненные исследования, посвященные анализу механизмов разрушения каменно-монолитных стен, при интенсивных сейсмических воздействиях носят единичный характер и, как правило, расчеты ведутся на простейших моделях.

1.4 Опыт строительства зданий с многослойными стенами

Многослойные конструкции, состоящие из двух опалубочных слоев каменной кладки и несущего промежуточного слоя, известны людям с древних времен. В третьем тысячелетии до нашей эры шумеры использовали при строительстве систему, состоящую из двух ограждающих слоев из кладки с заполнением промежутка известковым раствором. В Армении такие системы применялись уже тысячу лет назад. На основе этого решения, в начале прошлого века была разработана кладка «Мидис», которая показала высокую сейсмостойкость при правильном возведении.

В начале 80-х годов 20 века в г. Кишиневе были построены экспериментальные здания с трехслойными несущими стенами: два наружных слоя были выполнены из пильного известняка, внутренний слой — из монолитного железобетона толщиной 0,12-0,15 м. Проекты этих зданий были разработаны под руководством Ю.М. Скринского. После Карпатского землетрясения 1986 г. все здания с многослойными стенами были обследованы, и ни в одном из них не было обнаружено ни малейших повреждений. В то же время, построенные рядом 9-ти этажные сейсмостойкие крупнопанельные дома имели повреждения несущих элементов 1-2 степени. Стены этих зданий состоят из двух наружных слоев ложковой кладки из блоков пильного известняка и среднего слоя толщиной 0,12-0,15 м из тяжелого бетона класса В20 (рисунок 1.5).

Для всех проектов характерно постоянство во взятом за основу конструктивнотехнологическом решении. Здания проектировались высотой 9-10 этажей двух типов: протяженные в плане и точечные.

Поскольку все эти здания проектировались как экспериментальные, проектировщики не были ограничены довольно жесткими требованиями СНиП в отношении размеров и планировки квартир. Поэтому планировочные решения этих зданий отличаются повышенной комфортабельностью.

В конструктивном отношении каменно-монолитные здания представляют сочетания трехслойных стен и железобетонных перекрытий из сборных круглопустотных плит. В уровнях всех перекрытий и покрытий в стенах предусматриваются непрерывные монолитные пояса. Помимо этого в данных проектах предусмотрены горизонтальные балки в уровнях всех лестничных площадок.

К особенностям конструктивного решения относится армирование монолитных слоев стен на всю высоту по всему периметру арматурными каркасами с шагом 0,8-1 м. В некоторых проектах в сопряжениях стен и из граней проемов предусмотрена постановка усиленных каркасов. Через каждые 60 см по высоте стены армируются горизонтальными сетками.

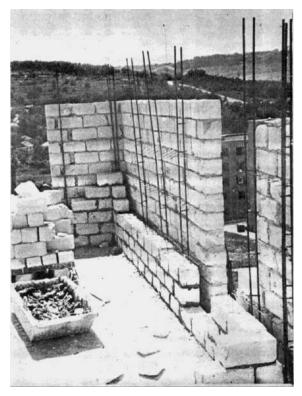


Рисунок 1.5 – Фрагмент трехслойной стены высотного дома в г. Кишиневе

Поскольку в Молдове наиболее распространенным каменным материалом являлся пильный известняк, то все проекты предусматривают выполнение опалубочных слоев стен из блоков размером $0.39 \times 0.19 \times 0.19$ м. Кладка этих слоев ложковая; размеры блоков определяли

толщину слоев (0,19 м). Фасады зданий выполнялись из чистой кладки с расшивкой швов, а внутренние поверхности стен оштукатуривали.

Каменная кладка укладывалась только как оставляемая опалубка для железобетонного слоя стен, поэтому камень может быть низкомарочным. Кроме того, каменная кладка играет роль теплоизоляции в наружных стенах и в стенах лестничных клеток зданий и шумозащиты – во внутренних межквартирных стенах и в стенах лестничных клеток.

При строительстве первых каменно-монолитных зданий один ряд кладки каждой стены возводили на всю высоту этажа, с укладкой горизонтальной арматурной сетки в швах по высоте через каждые три ряда кладки по всем наружным и внутренним стенам так, чтобы впоследствии в теле бетона находилось по два продольных стержня всех сеток. После этого устанавливались вертикальные арматурные каркасы, которые прикреплялись к выпускам арматуры каркасов из нижнего этажа, а для обеспечения вертикальности крепились к стенам скобами. Второй ряд кладки каждой стены выполняли поэтапно высотой только по три ряда камня.

К 1986 г., когда произошло Карпатское землетрясение в Кишиневе, было построено несколько 9-ти этажных каменно-монолитных зданий с трехслойными стенами. Они представляют собой здания из монолитного железобетона с несъемной опалубкой, где роль опалубки выполняют известковые блоки. После землетрясения 1986 года, было обследовано 8-ми этажное здание с проходным чердаком высотой 2,1 м и подвалом с высотой помещения 3 м, прямоугольное в плане с размерами 15,6х73 м, высотой типового этажа 3,9 м. Проект разработан в 1985 г. институтом Кишиневгорпроект [70]. Сейсмичность площадки строительства 7 баллов, расчетная сейсмичность здания 7 баллов. Основанием фундамента здания служат суглинки и супеси общей мощностью 20 м, подстилаемые слабой скалой. Грунтовые воды отсутствуют. Здание каменно-монолитной конструкции, внешний слой стен выполнен из силикатного кирпича М-75 на растворе М50, внутренний слой из армированного бетона толщиной 14 см марки 200 с симметричным расположением арматуры. Процент армирования внутреннего слоя по проекту 0,04. В ходе строительства местами армирование было увеличено. Толщина внешних слоев из силикатного кирпича для наружных стен составляет 25 см, для внутренних 12 см. Связь между слоями обеспечивается конструктивными поперечными сетками. Фундаменты здания – ленточные. Под фундаментами выполнена бетонная подготовка толщиной 0,10 м. Плиты перекрытия и покрытия – сборные железобетонные. Перегородки в здании кирпичные. Конструкциями, воспринимающими вертикальные нагрузки от перекрытий и покрытия, являются продольные внутренние и наружные стены. Вертикальные нагрузки в лестнично-лифтовом холле воспринимаются наружными стенами и внутренними продольными монолитными рамами. Поперечные стены являются диафрагмами жесткости.

Направление сейсмического воздействия практически соответствовало ориентации поперечных стен. Сейсмическая нагрузка соответствовала 7 баллам.

Анализ результатов дает основание считать здание достаточно сейсмостойким, хотя по выявленным дефектам было отмечено, что при освоении этого вида строительства должны быть решены некоторые технологические вопросы, и в первую очередь — обеспечение возможности контроля скрытых работ и гарантирование качественного заполнения межслоевого пространства.

После землетрясения 31 августа 1986 г. все каменно-монолитные здания были тщательно обследованы. Не было обнаружено повреждений несущих конструкций, трещин или отслоений на штукатурке внутренних и наружных стен зданий. В то же время, построенные рядом 9-этажные сейсмостойкие крупнопанельные здания имели повреждения несущих элементов 1-3 степени. Таким образом, каменно-монолитные здания показали более высокую сейсмостойкость, чем крупнопанельные здания [70, 71].

Три здания с трехслойными стенами возведены на Камчатке. Проектирование зданий вел институт «Камчатскгражданпроект». Здания рассчитаны и законструированы на расчетное сейсмическое воздействие 9 баллов по СНиП.

Все здания – пятиэтажные, с подвалом и чердаком.

Расчет и конструирование производили как для монолитных зданий [117] с учетом опыта проектирования и строительства подобных зданий в Молдавии.

Каменная кладка учитывалась только при определении жесткости стен и распределении сейсмических нагрузок между стенами и простенками, однако, расчет по прочности велся с учетом работы только железобетонного слоя. При этом, учитывая неоднородности прочности бетона в железобетонном слое, его несущая способность на перерезывающую силу несколько понижалась введением коэффициента порядка 0,85-0,9.

При расчете стен на внецентренное сжатие понижающий коэффициент не вводился, так как полагали, что в этом случае неоднородность бетона компенсировалась участием кладки. Кладка стен выполнялась из полнотелых или пустотелых бетонных блоков размером 0,19х0,19х0,39 м или полублоков 0,19х0,09х0,39 м. Блоки — шлакобетонные М50-75 на вулканическом шлакобетоне - материале, типичном для Камчатки. Объемный вес шлакобетона — 1750-1800 кг/м³. Раствор — М25-50, категория кладки по сейсмостойкости, принятая в проекте — П. Пространство между кладочными слоями толщиной 0,12-0,16 м заполнялось шлакобетоном В15. Бетонирование велось с помощью обычной бадьи, без каких-либо дополнительных насадок. Вначале выставлялся наружный слой кладки на высоту этажа. Затем устанавливались вертикальные каркасы, и укладывался внутренний слой кладки на высоту 4 блоков, ~80 см. Кладка выдерживалась 1,5-2 суток, после чего производилось бетонирование

любым бетоном (с осадкой конуса ~0,16 м) и вибрированием с помощью глубинного вибратора с приваренной к нему арматурой. При такой технологии кладку не распирало. Попытка укладывать более высокий слой бетона оказалась неудачной. Связь между наружным и внутренним слоями кладки осуществлялась посредством Z-образных стержней, привязываемых вязальной проволокой к горизонтальным сеткам, укладываемым в слой раствора между блоками с шагом 0,4 м по высоте. Попытка укладывать единую для обоих слоев горизонтальную сетку, надеваемую на вертикальные каркасы, оказалась сложной как по армированию, так и по бетонированию.

Фундаменты дома выполняются из сборных бетонных блоков стен подвала с монолитными сердечниками или из сплошной железобетонной плиты. Из монолитного пояса или плиты выпускаются анкера, к которым в процессе возведения кладок привязываются арматурные каркасы. Согласно расчетам, только на 1-2 этажах в 5-ти этажном здании арматура расчетная диаметром 12-14 A, выше — конструктивная диаметром 8-10 мм. Каркасы ставятся с шагом ~0,8-0,6 м, в углах пересечения стен и по граням проемов. Стык — внахлестку на длину анкеровки, всегда в уровне верха перекрытия.

Перекрытия – сборные круглопустотные плиты различной длины, в зависимости от архитектурного решения.

Балконы выполнялись из сборных плоских железобетонных плит, опертых по 2-м сторонам.

Проектом предусматривался визуальный контроль укладки и качества бетона, для чего в первом ряду кладки оставляются отверстия 0,2х0,2 м, шаг 2 м, через которые проверяется очистка щели между блоками от мусора и полнота наполнения бетоном.

Следует отметить, что потенциальные архитектурные возможности дома и возможность ведения строительства без дорогостоящей металлической опалубки, привлекают заказчиков.

В последние годы при строительстве зданий в г. Краснодаре достаточно широко внедряется конструктивная система с многослойными стенами, разработанная в центре исследований сейсмостойкости сооружений ЦНИИСК. Многослойные стены позволяют решить вопросы как теплоизоляции (применение высокоэффективных утеплителей), так и сейсмостойкости (восприятие всех нагрузок слоем монолитного железобетона).

Конструкция наружной стены 12-этажного жилого дома по ул. Калинина-Тургенева в г. Краснодаре представляет собой: силикатный кирпич толщиной 0,25 м, пенополистерол 0,05 м, монолитный железобетон 0,16 м, красный глиняный кирпич 0,12 м (рисунки 1.6-1.9).

Конструкция наружной стены 9-14 этажного жилого дома литер 1 в Западном жилом районе, блок «Д» представляет собой: силикатный кирпич 0,12 м, пенополистирол 0,14 м, монолитный железобетон 0,16 м, красный глиняный кирпич 0,12 м.

Подача бетона производилась вручную, с послойным вибрированием.

В местах устройства вентканалов выполняется уширение слоя железобетона на 0,12 м (вместо слоя кирпича). На этих участках применяется инвентарная щитовая металлическая опалубка.

При проектировании новых зданий с многослойными стенами рассматривается возможность применения связей из стеклопластиковой арматуры, вентканалов из пластиковых труб в слое железобетона, инвентарных креплений в виде скоб – для кладки внутренних стен, в целях увеличения высоты яруса бетонирования.

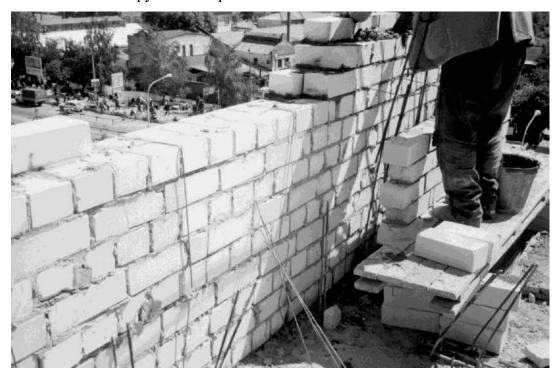


Рисунок 1.6 – Наружная стена 12-этажного жилого здания в г. Краснодаре



Рисунок 1.7 – Наружная стена 12-этажного жилого здания в г. Краснодаре



Рисунок 1.8 — Возведение 9- 14-ти этажного дома в г. Краснодаре



Рисунок 1.9 – Фрагмент многослойной стены 12-ти этажного дома в г. Краснодаре

Архитектурные решения и конструктивная часть проекта 9-ти этажного жилого дома литер 6 со встроенно-пристроенными помещениями по ул. Шоссе Нефтяников кв. 901 в г. Краснодаре разработаны в 2005 году ООО «ВЕСТ-Стройсервис», г. Краснодар.

Сейсмичность г. Краснодара и площадки на момент строительства по СНиП II-7-81* "Строительство в сейсмических районах" [138] оценивалась в 7 баллов по картам «А» ОСР-97 для грунтов 2 категории по сейсмическим свойствам.

Здание двухсекционное, имеет размеры в плане 13,8x53,7 м. Секции длиной 20,2 м. и 30,5 м. сблокированы под углом $15-20^0$ через общую торцевую стену.

Высота жилого дома $-36,6\,$ м, высота этажей - цокольного $-2,8\,$ м, девятого $-3,0\,$ м, остальных этажей $-3,3\,$ м.

В плане здание не симметричное, с неравномерным распределением масс и жесткостей. Контуры наружных стен ломаные, продольная ось здания изогнута под углом $15-20^{\circ}$.

Фундаменты здания — монолитная железобетонная плита, толщиной 600 мм, из бетона B20.

Принятая конструктивная схема здания: наружные стены четырехслойные кирпично-монолитные, состоящие из двух слоев кирпичной кладки толщиной: внутренний слой – 120 мм, наружный слой кладки – 250 мм; толщина железобетонного несущего слоя – 140 мм, толщина утеплителя – 50 мм; внутренние стены – трехслойные, кирпично-монолитные, толщиной 120+140+120=400мм. По продольной оси Г и поперечным осям 2, 5, 8, 11, 12 устроены

железобетонные монолитные рамы пролетом 4.8 и 6.4 м. Сечение стоек рам -380x400 мм, сечение ригелей рам -400x400 мм.

Первым примером возведения зданий с многослойными стенами в условиях резко континентального сурового климата является группа жилых домов в г. Иркутске. Сейсмичность района строительства по карте сейсмического районирования — 8 баллов. Сейсмичность площадки строительства с учетом грунтовых условий — 8 баллов.

Пятиэтажный жилой дом с многослойными стенами в плане был запроектирован крестообразной формы с размерами 29,4x29,4 м. Шаг несущих стен 3,6,4,8,6,3 и 9,6 м. Здание имеет пять надземных этажей, мансардный этаж и подвал. Высота этажей -3.0 м, высота подвала -3,3 м.

Конструктивная система здания — 4-х слойные продольные и трехслойные поперечные несущие стены: внутренний слой — монолитный железобетонный, слой утеплителя (пенополистерол) и два слоя (наружный и внутренний) из кирпича.

Плиты перекрытия – многопустотные железобетонные толщиной 0,220 м.

Фундаменты – ленточные, сборные, железобетонные с монолитной обвязкой поверху.

1.5 Выводы по главе 1. Обоснование цели исследования и структуры частных задач

1.5.1 Анализ сейсмической опасности и методов оценки сейсмостойкости зданий позволяет сделать следующие выводы:

- сейсмическая опасность на территории $P\Phi$ достаточно широко распространена. В южных районах страны (с наибольшей плотностью населения) сеймоопасные районы составляют преобладающую часть территории;
- современные методы оценки и прогноза сейсмостойкости несущих конструкций зданий и сооружений основаны на свойствах конструкций различного типа реализовывать пластическую фазу деформирования (в некотором принятом и обоснованном) объеме при сейсмических воздействиях, что соответствует определяется устанавливаемым нормами коэффициентом допускаемых повреждений K_I . Для отдельных видов конструкций величины K_I имеют надежное научное обоснование (например, для крупнопанельных и монолитных железобетонных стеновых зданий), для ряда конструкций величины K_I корректируются в ходе совершенствования норм (например, для конструкций из каменной кладки), а для новых и / или немассовых видов конструкций величины K_I нормами не установлены, что является следствием отсутствия научного обоснования напряженно-деформированного состояния и разрушения таких конструкций. К последнему виду относятся многослойные каменно-монолитные

конструкции, которые, с одной стороны, имеют большую историю применения в сейсмоопасных районах (кладка типа «Мидис»), с другой – практика массового строительства предлагает новые конструктивные решения многослойных стеновых композитов. Указанные причины свидетельствуют о необходимости экспериментальных и теоретических исследований процессов деформирования, включая пластическую фазу, и разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния, что позволит сформировать научно обоснованные параметры (в том числе – предельные допустимые величины) упруго-пластических свойств таких конструкций. Результаты исследований будут являться основой повышения надежности сейсмостойких ДЛЯ многослойных каменно-монолитных конструкций зданий и сооружений.

- 1.5.2 Анализ экспериментальных и теоретических исследований каменных, бетонных, железобетонных и комплексных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния позволяет сделать следующие выводы:
- схемы работы, критерии прочности и деформативности каменных, бетонных и железобетонных конструкций имеют надежное научное обоснование. Для указанных конструкций определены предельные величины допускаемых повреждений (коэффициентов K_1), что обеспечило приемлемый уровень надежности и сейсмостойкости таких конструкций;
- экспериментально установлено, что многослойные каменно-монолитные конструкции обладают рядом существенных особенностей при работе в условиях двухосного напряженного состояния. Так. применение ДЛЯ слоя каменной кладки прочностных сформированных для чистой кладки, не приводит к корректному прогнозу напряженнодеформированного состояния как кладочного слоя, так и слоистой конструкции в целом, а известные расчетные методики, основанные на указанных критериях, не позволяют учесть важнейшие аспекты – взаимодействие и взаимовлияние отдельных слоев композита. Исследованиями, предыдущие обосновано выполненными В годы, использование деформационных критериев (величины предельно допустимой относительной деформации в направлении сжатой диагонали) для прогноза не только деформирования и разрушения отдельного слоя кладки, но и работы слоистого образца в целом в упругой и пластической фазах.
- **1.5.3** Анализ практики строительства зданий с многослойными каменномонолитными стенами в сейсмоопасных районах показывает, что такие здания имеют широкое распространение, но при этом не имеют необходимого нормативного обоснования действующие нормы сейсмостойкого строительства не содержат ни важнейших расчетных параметров (коэффициентов допускаемых повреждений K_I), ни указаний по методам расчета таких конструкций, ни конструктивных требований. Таким образом, надежность сейсмостойких

зданий с многослойными каменно-монолитными стенами не обеспечена.

Таким образом, цель диссертационного исследования заключается в следующем:

повышение надежности зданий с несущими конструкциями из многослойных каменномонолитных стен за счет обоснования характеристик предельных состояний таких конструкций на основе результатов экспериментально-теоретических исследований.

Для достижения целей, заявленных в работе, необходимо решить следующие задачи:

- выполнить экспериментальные исследования фрагментов однослойных каменных, кирпичных и железобетонных конструкций, а также многослойных конструкций на «перекос» в своей плоскости с получением экспериментальных зависимостей деформирования слоев при различных параметрах отдельных слоев многослойного композита;
- разработать метод учета влияния кладочных слоев конструкции на общую работу слоистого элемента:
- разработать и верифицировать математическую модель многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, учитывающую механические характеристики материалов отдельных слоев, а также условия взаимодействия материалов композита и позволяющую выполнить моделирование упругой и пластической фаз деформирования, а также разрушение при возрастающих нагрузках;
- разработать компьютерную программу, позволяющую создавать конечные элементы с различными прочностными и деформационными параметрами для использования в пространственных расчетных моделях;
- выполнить численные исследования упруго-пластического деформирования и разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций с различным сочетанием железобетонных и каменных слоев с определением взаимовлияния отдельных слоев на степень реализации пластической фазы деформирования и уровень прочности;
- определить пластические характеристики многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;
- обосновать параметры предельных состояний многослойных каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий;

Глава 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФРАГМЕНТОВ МНОГОСЛОЙНЫХ СТЕН КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ

2.1 Цель и задачи экспериментальных исследований

Экспериментальные исследования многослойных каменно-монолитных стеновых конструкций выполняются с целью определения параметров, соответствующих процессу деформирования, включая упругую и пластическую фазы, и разрушения таких конструкций в условиях двухосного напряженного состояния.

В рамках экспериментальных исследований решались следующие задачи:

- —Разработка методики проведения экспериментов по исследованию процессов деформирования, включая упругую и пластическую фазы, и разрушения однослойных каменных, железобетонных и многослойных каменно-монолитных стеновых конструкций при двухосном напряженном состоянии;
- Определение базовых констант материалов, формирующих отдельные слои многослойных композитов;
- -Определение условий и механизмов, обеспечивающих совместную работу отдельных слоев многослойных каменно-монолитных стеновых конструкций;
- -Построение зависимостей «нагрузка-деформация» при различных характеристиках каменных и монолитных железобетонных конструкций под возрастающей нагрузкой;
- -Анализ результатов экспериментальных исследований и определение базовых констант многослойных каменно-монолитных стеновых конструкций.

2.2 Испытания фрагментов однослойных, трехслойных и четырехслойных стен на «перекос» в своей плоскости.

В развитие испытаний фрагментов трехслойных стен выполненных ранее, в настоящей работе были проведены статические и псевдодинамические испытания фрагментов трех- и четырехслойных стен с целью определения основных характеристик, в частности для оценки совместности работы кирпичных и монолитных слоев.

Программой статических испытаний предусматривалось:

- -испытание фрагментов несущих стен размером 150x160 см с конструктивным армированием на одностороннее статическое действие нагрузки;
 - испытание фрагментов несущих стен размером 150x160 см с конструктивным армированием на двухстороннее статическое действие нагрузки.

Эксперимент был проведен в ноябре 2002 г. в г. Иркутске.

В результате получены зависимости «горизонтальная сила-перемещение», по которым можно оценить вклад слоев в работу многослойной конструкции, деформативные и диссипативные характеристики.

В качестве упора применялась металлическая сварная рама из швеллера №32. Для передачи усилия на фрагмент стены был применен домкрат гидравлический одностороннего действия, устанавливаемый таким образом, чтобы усилие передавалось по диагональному сечению образца (рисунок 2.1). Нагрузка подавалась и снималась ступенями: 12 т, 15т, 25т, 36т, 43т и 50т. Перемещения верха образца в горизонтальной плоскости замерялись прогибомерами (однослойные образцы — одним, трех- и четырехслойные — тремя прогибомерами).

Для проведения испытаний было изготовлено девять образцов: по три образца железобетонной, трехслойной и четырехслойной стены (рисунок 2.2). В качестве опалубочных слоев трех — и четырехслойных фрагментов использовался кирпич стандартный глиняный M150. Толщина опалубочных кирпичных слоев — 0,12 м, толщина монолитного железобетонного слоя и однослойного фрагмента — 0,20 м.

Проектный класс бетона — B20. По результатам исследований бетона неразрушающими методами получена марка бетона M170.



Рисунок 2.1 – Установка домкрата в рабочее положение



Рисунок 2.2 – Фрагменты трех- и четырех слойных стен перед испытаниями



Рисунок 2.3 – Образец однослойной стены на испытательном стенде



Рисунок 2.4 — Образец 4-х слойной стены на испытательном стенде



Рисунок 2.5 – Установка прогибомера при испытании однослойного фрагмента



Рисунок 2.6 – Установка прогибомеров при испытании многослойных фрагментов

 ${
m B}$ результате проведенных экспериментальных исследований, получены зависимости «сила – перемещение» для испытываемых фрагментов стен (рисунки 2.7-2.16).



Рисунок 2.7 – Однослойный фрагмент стены после испытаний

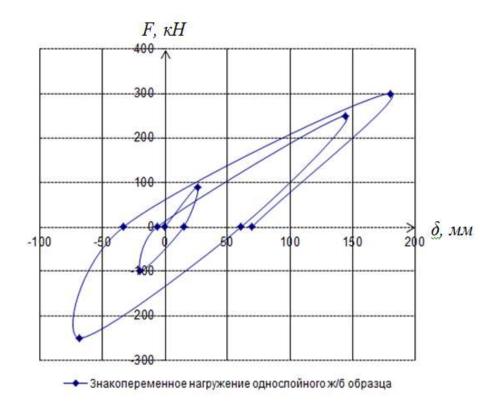


Рисунок 2.8 — Диаграмма «Сила — горизонтальное перемещение» при знакопеременном нагружении однослойного фрагмента

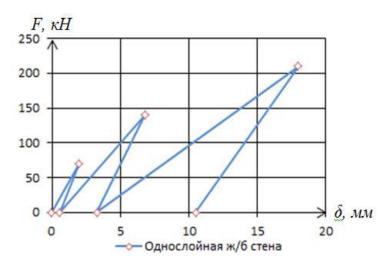


Рисунок 2.9 — Диаграмма «Сила — горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении однослойного фрагмента

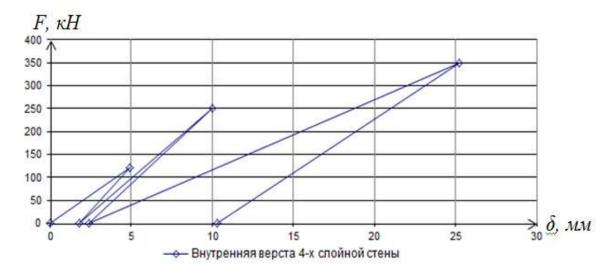


Рисунок 2.10 – Диаграмма «Горизонтальная сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении 4-х слойного фрагмента (внутренняя кирпичная верста)

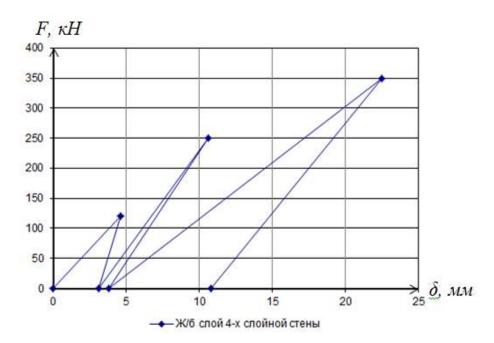


Рисунок 2.11 — Диаграмма «Сила — горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении 4-х слойного фрагмента (внутренний железобетонный слой)

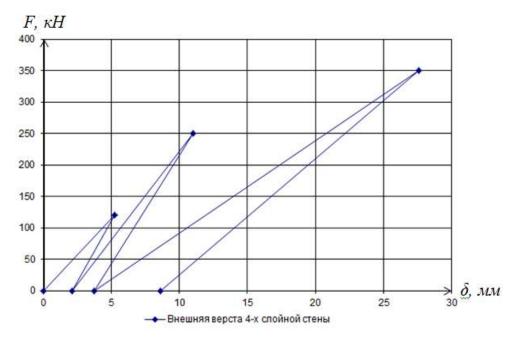


Рисунок 2.12 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении 4-х слойного фрагмента (внешняя кирпичная верста)

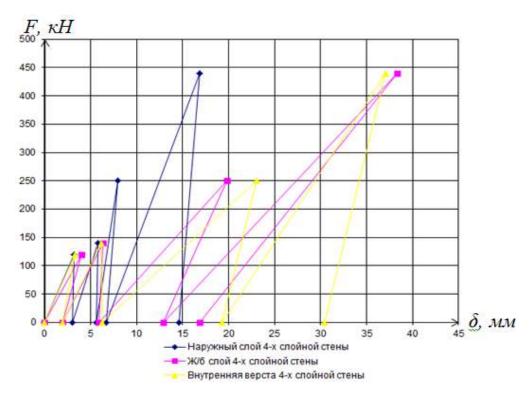


Рисунок 2.13 – Диаграмма «Сила – горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении 4-х слойного фрагмента

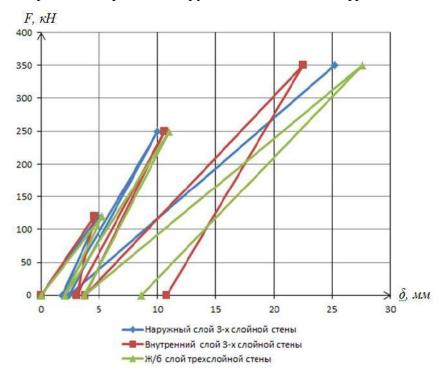


Рисунок 2.14 — Диаграмма «Сила — горизонтальное перемещение» при одностороннем нагружении 3-х слойного фрагмента



Рисунок 2.15 – Повреждения при одностороннем нагружении 4-х слойного фрагмента (наружная кирпичная верста)



Рисунок 2.16 – Повреждения упорной части при одностороннем нагружении однослойного фрагмента

2.3 Исследование прочности и деформативности многослойных каменно-монолитных стен со слоем кладки из керамических камней

В 2011-2012 гг. в Центре исследования сейсмостойкости сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко был проведен ряд работ по оценке прочности и деформативности кладки стен из керамического пустотелого поризованного кирпича и камня. Это позволило установить нормативные и расчетные характеристики кладки из крупноформатных камней при проектировании и расчете зданий.

В ходе работ были подготовлены и проведены несколько серий испытаний, позволяющих дать оценку прочности и деформативности конструкций, выполненных из керамических изделий производства завода «Славянский кирпич», при действии нагрузок, моделирующих сейсмические.

На *первом этапе* проведены испытания по определению физико-механических характеристик керамического кирпича (камней) и раствора, определена величина нормального сцепления по неперевязанному сечению при осевом растяжении и сдвиге.

Второй этап работ — исследование касательного сцепления кладки по перевязанному сечению при срезе для фрагментов кладки стен, выполненных из керамического пустотного поризованного кирпича Poronorm-1, керамического поризованного пустотного камня Poromax-250; фрагментов стен комплексной конструкции.

Испытания на «перекос» проведены для четырех серий образцов. Первые две серии выполнены из керамического кирпича и камня, вторые две представляют собой фрагменты комплексных конструкций с железобетонными включениями. Все испытания проводились на базе Испытательного центра ОАО «НИЦ «Строительство» (аттестат аккредитации испытательной лаборатории (центра) №РОСС RU.0001.22CM27)

В работе представлены результаты испытаний образцов на «перекос».

2.3.1. Подготовка образцов для испытаний.

Испытания на «перекос» были проведены для четырех серий образцов. Каждая серия состояла из 3 образцов.

Первая серия - фрагменты кладки стен из одинарного кирпича Рогопогт-1. Образцы размером 1030х1040х120 мм выполнены без армирования.

Вторая серия - фрагменты кладки стен из крупноформатного керамического камня Роготах-250 размером 1190х1140х25 мм. Образцы армированы горизонтальными сетками через каждые два ряда по высоте.

Схемы фрагментов первой и второй серий приведены на рисунке 2.17.

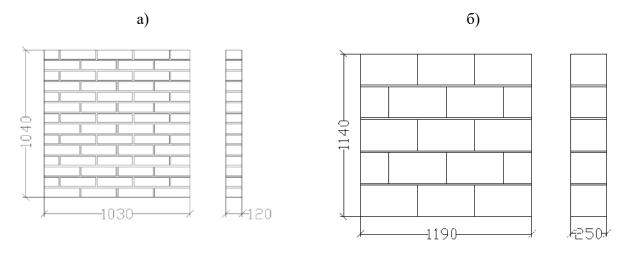


Рисунок 2.17 — Фрагменты кладки стен для испытаний на «перекос».

а) фрагмент стены из кирпича Poronorm-1; б) фрагмент стены из кирпича Poromax-250

Третья серия — фрагмент стены с железобетонным включением и каменной кладкой из керамического камня Poromax-250. Размеры образца 1790x1680x250 мм. Верхний и нижний железобетонный пояс, а также вертикальное железобетонное включение армированы четырьмя стержнями А500 диаметром 10. Кладка армирована горизонтальными сетками с ячейкой 100x100 мм через каждые два ряда по высоте. Выпуски арматурной сетки забетонированы.

Четвертая серия — фрагмент трехслойной конструкции стены размером 1590х1680х530 мм. Наружные слои выполнены из кирпича Poronorm-1 и керамического камня Poromax-250, внутренний слой и пояса — железобетон. Железобетонный внутренний слой, а также верхний и нижний пояса армированы стержнями А500 диаметром 10. Наружные кирпичные слои связаны

горизонтальными арматурными сетками с ячейкой 100x100 мм через каждые два ряда по высоте керамического камня (через 6 рядов одинарного кирпича). При заливке железобетонного внутреннего слоя кирпичные слои выступают в роли несъемной опалубки.

Схемы фрагментов третьей и четвертой серий приведены на рисунке 2.18.

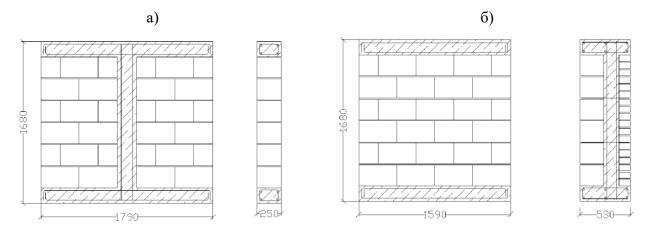


Рисунок 2.18 – Фрагменты кладки стен для испытаний на «перекос».

а) фрагмент стены с железобетонным включением; б) фрагмент трехслойной стены

2.3.2. Параметры нагружения образцов.

В ходе испытаний на «перекос» фрагменты кладки стен устанавливались в опорную конструкцию таким образом, что одна диагональ принимала вертикальное положение, нагрузка прикладывалась вдоль этой диагонали (для равномерной передачи нагрузки между образцом и оголовками укладывался технический войлок). При нагружении образца вдоль диагонали в кирпичной кладке возникают главные растягивающие напряжения, которые направлены перпендикулярно действию нагрузки. Аналогичное напряженно-деформированное состояние возникает в простенках каменных зданий при горизонтальной сейсмической нагрузке [72]. Статическая нагрузка подавалась с помощью гидравлического пресса П-1000. Нагрузка прикладывалась ступенями примерно по 10% от ожидаемой разрушающей нагрузки. Усилие выдерживалось в течение времени, необходимого для снятия показаний с измерительных приборов. В ходе испытаний деформации измерялись на двух гранях образца.

Общая схема нагружения образцов и расстановки измерительных приборов для первойтретьей серий приведена на рисунке 2.19. Цена деления измерительных приборов с маркировкой «И», «М» - 0,01 мм, с маркировкой «П» - 0,1 мм. При испытаниях третьей серии образцов на каждой грани устанавливается по 8 индикаторов.

Схема расстановки приборов для образцов четвертой серии приведена на рисунке 2.20. Центром пересечения линий, по которым устанавливаются, приборы является центр пересечения диагоналей образца. Базы измерений приняты как для образцов первой серии.

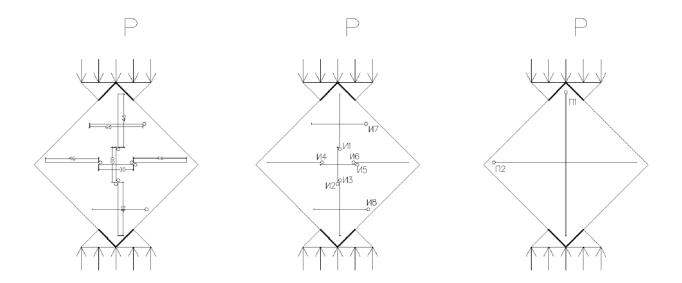


Рисунок 2.19 – Общая схема испытаний образцов первой-третьей серий на «перекос»

- 1 приборы И1-И8 устанавливались на поверхность керамического камня Роготах-250
- 2 приборы M9-M10 устанавливались на бетонный слой. Для этого были проделаны отверстия в слое одинарного кирпича.
 - 3 приборы устанавливались на поверхность одинарного кирпича Poronorm-1.

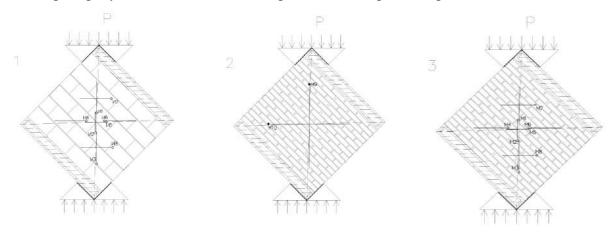


Рисунок 2.20 — Схема нагружения и расстановки измерительных приборов на трехслойном образце

2.3.3. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов кладки из одинарного кирпича.

Результаты испытаний фрагментов стен из кирпича приведены на рисунках 2.21-2.25 и в таблице 2.1.

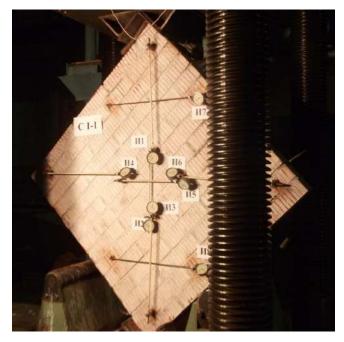


Рисунок 2.21 — Общий вид образца из одинарного кирпича в прессе при испытаниях на «перекос»

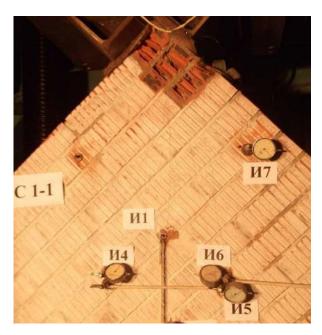


Рисунок 2.22 — Разрушение образца C1-1 — смятие кирпича в верхней части образца в месте приложения нагрузки



Рисунок 2.23 – Разрушение образца С2-1 – смятие кирпича в опорной части образца



Рисунок 2.24 – Образец С2-1 после снятия с испытательной установки

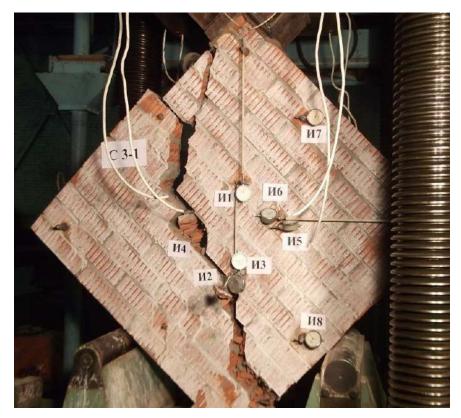


Рисунок 2.25 – Разрушение образца С3-1

Таблица 2.1 – Результаты испытаний опытных образцов из кирпича на «перекос».

Образец	Разрушающая	Комментарий	
	нагрузка $N_p(кг)$		
C1-1	20400	Разрушение в результате смятия в зоне приложения	
		нагрузки	
C2-1	21600	Разрушение в результате смятия в опорной зоне	
C3-1	19200	Образование диагональной трещины	

Серия фрагментов стен из одинарного кирпича состояла из 3 образцов. При испытаниях двух образцов произошло смятие угла в месте приложения нагрузки либо в опорной зоне (рисунки 2.22-2.24) без раскрытия диагональной трещины. Разрушение третьего образца произошло в результате образования диагональной трещины, что показано на рисунке 2.25. При этом нагрузка, при которой произошло раскрытие трещины в третьем образце, была несколько меньшей, чем нагрузка при смятии для первых двух образцов.

Диагональная трещина в третьем образце проходит по кирпичу и раствору. Общий характер разрушения образцов говорит о том, что в работе образца при «перекосе» активное участие принимают как горизонтальные, так и вертикальные швы, заполненные раствором.

При нагружении, перед разрушением образцов, деформации растянутой диагонали были несколько больше, чем растяжения на линиях, расположенных параллельно растянутой диагонали и отстоящих от нее на 350 мм. Можно сделать вывод, что развитие диагональной трещины происходит от центра образца к краям, и что сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям является основным критерием при оценке ее несущей способности.

По результатам испытаний построены диаграммы деформирования образцов по растянутой диагонали (рисунок 2.26). Деформации отнесены к базе измерения равной 300мм, нагрузки — к максимальной за испытания серии образцов. На графике отчетливо видно нарастание деформаций в 3 образце, что соответствует раскрытию трещины.

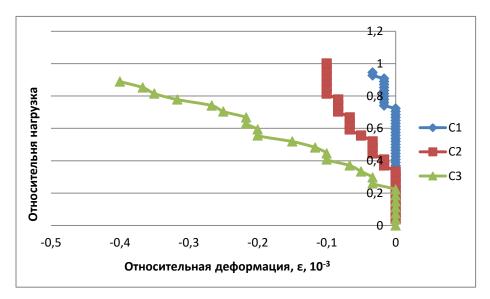


Рисунок 2.26 – График деформирования центральной части растянутой диагонали образцов.

2.3.4. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов кладки из керамического камня.

Результаты, полученные в ходе испытаний фрагментов кладки стен из крупноформатного керамического камня, приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Результаты испытаний фрагментов стен из крупноформатного керамического камня на «перекос»

Opposit	Разрушающая	Vоммонторий	
Образец	нагрузка $N_p(кг)$	Комментарий	
C1-250	10800	Потеря несущей	
C2-250	13600	способности в	
C3-250		результате	
	15600	местного смятия	
		камней	

На рисунке 2.27 показан общий вид образцов этой серии при подготовке к испытаниям. На рисунках 2.28-2.31 показан характер разрушения образцов.

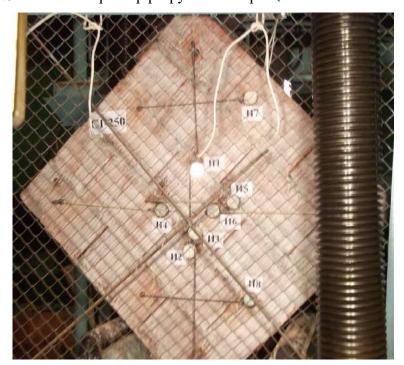


Рисунок 2.27 — Образец из крупноформатного керамического камня в прессе



Рисунок 2.28 – Разрушение образца С1-250

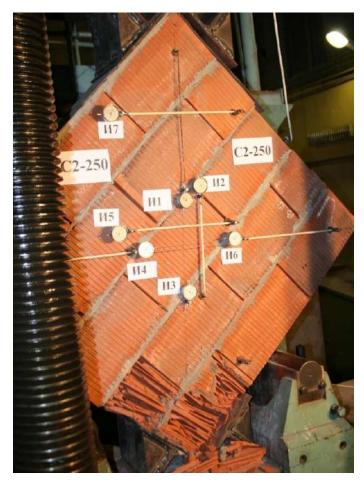


Рисунок 2.29 – Разрушение образца С2-250. Общий вид в прессе



Рисунок 2.30 – Разрушение опорной зоны образца С2-250



Рисунок 2.31 – Разрушение опорной зоны образца С3-250

При испытаниях фрагментов стен из крупноформатного камня Роготах-250 разрушение всех образцов произошло в результате смятия кирпича в опорной зоне. Характер разрушений — сколы по направлению пустот в камне. Такой вид разрушения вызван, по-видимому, тем, что в продольном направлении камня нагрузку воспринимают лишь внешние его грани. При нагружении камня с торца расположение пустот оказывается перпендикулярным к направлению нагрузки. Отсутствие внутренних непрерывных продольных перегородок в камне не позволяет ему воспринимать большие нагрузки в продольном направлении.

Опыт прошедших землетрясений и экспериментальных исследований показывает, что монолитность кладки имеет играет большую роль при сейсмических воздействиях. Отсутствие раствора в пазогребневых соединениях камней также отрицательно сказывается на несущей способности, поскольку снижает монолитность кладки.

2.3.5. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов многослойных конструкций.

На рисунке 2.32 показан общий вид расстановки приборов и раскрепления образцов данной серии в испытательном прессе. Кубиковая прочность бетона внутреннего слоя по результатам испытаний склерометром составила 43 кг/см².

Результаты испытаний приведены в таблице 2.3.

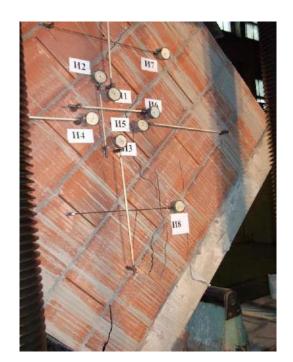
Таблица 2.3 – Результаты испытаний фрагментов многослойных стен на «перекос»

Образец	Нагрузка при первой трещине $N_{\rm lrp}$	Разрушающая нагрузка	Комментарий
MC-1	160	195	Образование вертикальной диагональной трещины по всей толщине образца
MC-2	120	185	Образование вертикальной диагональной трещины по всей толщине образца
MC-3	100	150	Образование вертикальной диагональной трещины по всей толщине образца

Характер разрушения образцов приведен на рисунках 2.33-2.35, на рисунке 2.36 показана диагональная трещина бетонного слоя в образцах MC-1 и MC-2.



Рисунок 2.32 – Общий вид образа серии МС в испытательном прессе



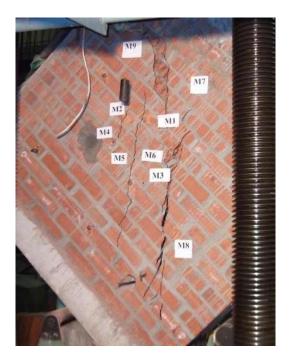
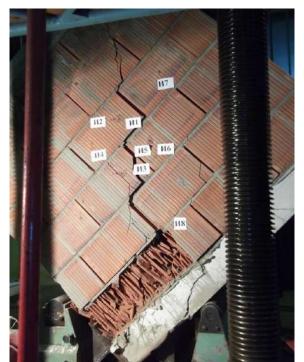


Рисунок 2.33 — Образец МС-1 после снятия нагрузки. Np=195 т



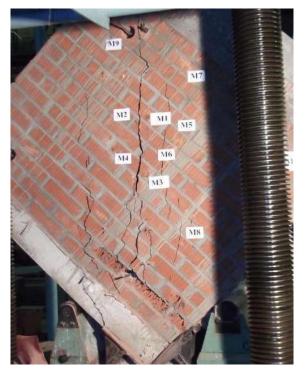


Рисунок 2.34 — Образец МС-2 после снятия нагрузки. Np=185 т



Рисунок 2.35 – Образец МС-3 после снятия нагрузки. Np=155 т

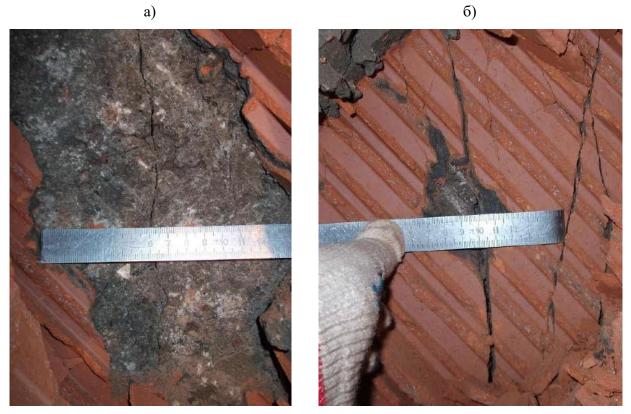


Рисунок 2.36 — Диагональная трещина внутреннего железобетонного слоя а) образец МС-1; б) образец МС-2

Разрушение всех образцов происходило по одинаковому сценарию. При достижении образцом нагрузки $N_{1\tau p}$ происходило образование трещин в кладке с обеих сторон образца, при дальнейшем увеличении наблюдался рост трещин. Трещины образовывались вдоль сжатой диагонали образца и параллельно ей. В образце МС-3 при нагрузке 135 т произошло раскрытие трещины в углу образца в растянутой части по всей толщине образца (рисунок 2.35).

Дальнейшее повышение нагрузки приводило к отказу слоев кладки, после чего всю нагрузку воспринимал на себя внутренний слой железобетона. Разрушение образцов происходило в результате отказа слоев кладки и образования вертикальных диагональных трещин в железобетонном слое вдоль сжатой диагонали образца.

На рисунках 2.37 представлены графики относительных деформаций для различных слоев образцов. Нагрузка отнесена к максимальной за серию испытаний, деформации к базе измерений, в зависимости от рассматриваемого индикатора.

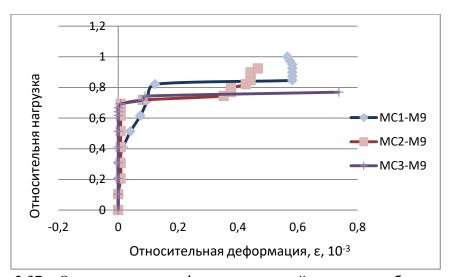


Рисунок 2.37 – Относительные деформации сжатой диагонали образцов.

2.3.6. Результаты испытаний на «перекос» фрагментов кладки усиленной железобетонными включениями.

В таблице 2.4 приведены сводные данные, полученные в ходе испытаний серии образцов.

Таблица 2.4 — Результаты испытаний на «перекос» фрагментов, усиленных железобетонным включением.

Образец	Нагрузка при первой трещине $N_{1\text{тр}}$	Разрушающая нагрузка	Комментарий
ВК-1	20	30	
ВК-2	20	28	
ВК-3		32	Образования видимых трещин в ж\б при нагружении не выявлено

На рисунке 2.38 показан общий вид образца в испытательном прессе и расстановка приборов на одной из граней. Характер разрушения образцов приведен на рисунках 2.38-2.40.



Рисунок 2.38 – Образец третьей серии перед испытаниями

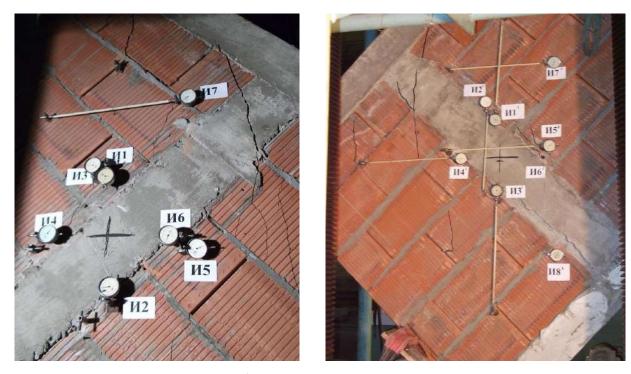


Рисунок 2.39 – Образец ВК-1 после снятия нагрузки. Np=28 т

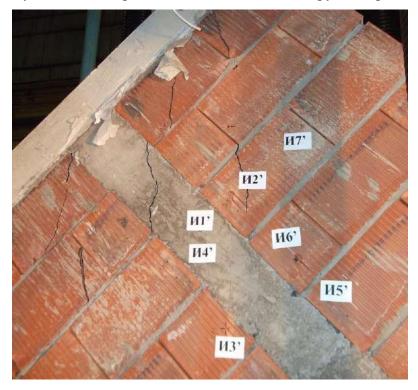


Рисунок 2.40 — Раскрытие трещин в образце ВК-2. Np=28 т

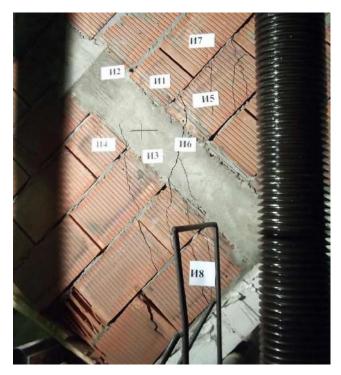


Рисунок 2.41 – Образец ВК-3 после снятия нагрузки. Np=155 т

При достижении нагрузки N_{Imp} в образцах происходило образование отдельных трещин в камнях. Увеличение нагрузки приводило к появлению новых и раскрытию старых трещин. Потеря несущей способности образцов происходила в результате растрескивания кладки и образования трещин в теле железобетона.

Результаты, полученные для данной серии образцов, позволяют сделать вывод, что наличие железобетонных включений повышает сопротивляемость кладки сейсмическим нагрузкам. Кроме того, по результатам работы можно подтвердить ранее сделанный вывод о совместности деформирования железобетонного и каменных слоев до момента разрушения железобетонного слоя.

2.4 Экспериментальные исследования однослойных железобетонных стен при двухосном напряженном состоянии

В 2014 г. в ЦИСС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко были проведены экспериментальные исследования фрагментов железобетонных стен при действии статических и динамических нагрузок, моделирующих характер сейсмического воздействия. Моделирование плосконапряженного состояния осуществлено исходя из условий, в которых оказываются конструкции при сейсмическом воздействии. Для фрагментов стен — это «перекос» в плоскости стены.

Все испытания были проведены на базе Испытательного центра АО «НИЦ «Строительство» (аттестат аккредитации испытательной лаборатории (центра) № РОСС RU.0001.22CM27) под руководством соискателя в 2014 году.

Для моделей железобетонных стен двух типов: СБМ (стена без муфты) и ССМ (стена с муфтой) были проведены экспериментальные исследования на «перекос» в плоскости элемента. Изучалось влияние механических муфтовых соединений арматуры на несущую способность и деформативность фрагментов стен. Фрагменты железобетонных стен были приняты размерами 1000x1000x100 мм. и были армированы одной сеткой из стержней ø16 мм без муфтовых соединений. Фрагменты железобетонных стен типа ССМ были армированы одной сеткой стержней ø16 мм с муфтовым соединением резьбового типа A12.

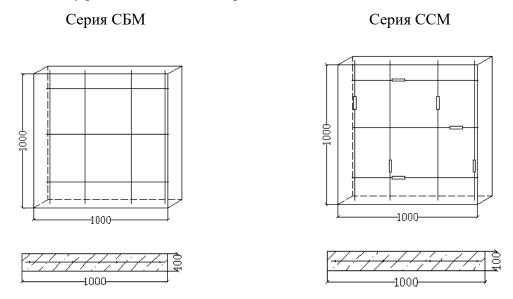


Рисунок 2.42 – Схема экспериментальной модели

В ходе испытаний на «перекос», образцы фрагментов стен устанавливались в опорную конструкцию таким образом, чтобы одна диагональ принимала вертикальное положение, нагрузка прикладывалась вдоль этой диагонали (для равномерной передачи нагрузки между образцом и оголовками укладывался технический войлок). Статическая нагрузка подавалась с помощью гидравлического пресса П-1000. Нагрузка прикладывалась ступенями примерно по 10% от ожидаемой разрушающей нагрузки. Усилие выдерживалось в течение времени, необходимого для снятия показаний с измерительных приборов. Схема нагружения образцов и расстановки измерительных приборов приведена на рисунке 2.43. Цена деления измерительных приборов с маркировкой «И» – 0,01 мм, с маркировкой «П» – 0,1 мм.

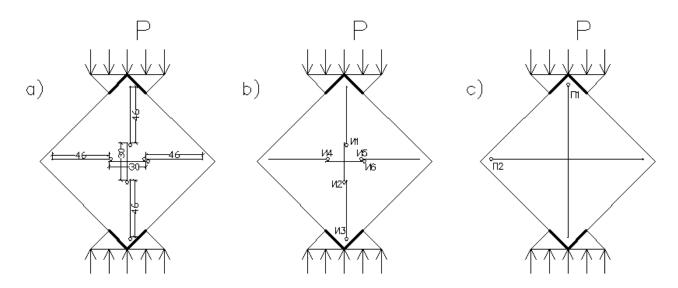


Рисунок 2.43 – Схема испытаний образцов на «перекос»

Всего были испытаны 6 образцов. Деформации измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01мм на базе 300 и 460 мм. Деформации диагоналей по второй стороне образца измерялись прогибомерами с ценой деления 0,1 мм на базе 1220 мм. На рисунках 2.44-2.45 показано раскрепление образцов в прессе, а также характерные для образцов разрушения во время испытаний. На рисунках 2.46, 2.47 приведены зависимости изменения растянутой и сжатой диагонали образцов от внешней нагрузки.

В таблице 2.5 приведены сводные данные по испытаниям панелей на «перекос».

Таблица 2.5 – Сводные данные по испытаниям простенков на «перекос»

Образец	Нагрузка при первой трещине N1тр. (т)	Разрушающая нагрузка Np. (т)	Среднее значение Np.cp. (т)	Горизонтальная разрушающая нагрузка Nr (т)	
CCM-1	20	28			
CCM-2	20	28	29,3	20,72	
CCM-3	22	32			
СБМ-1	22	30			
СБМ-2	20	29	31,6	22,35	
СБМ-3	20	36			

При испытаниях на «перекос» нагрузка при первой диагональной трещине составила 20-22 т. Дальнейшее нагружение приводило к раскрытию трещин и последующему отказу конструкции. Все образцы разрушились по одинаковой схеме – вдоль сжатой диагонали.



Рисунок 2.44 — Образец СБМ-1 после испытаний. Максимальная нагрузка 31 т (слева) Испытание образца СБМ-3 на «перекос». Общий вид образца в прессе (справа).

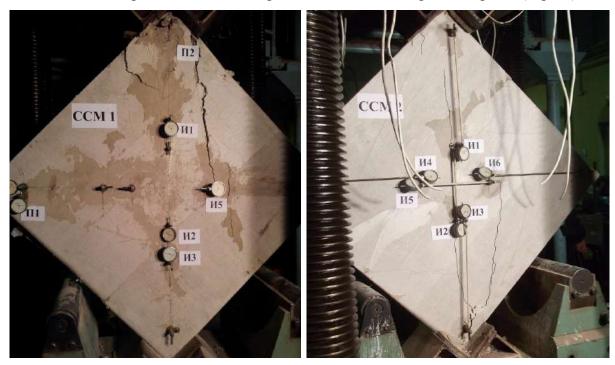


Рисунок 2.45 – Образец ССМ-1 после испытаний. Максимальная нагрузка 28 т (слева). Образец ССМ-2 после испытаний. Максимальная нагрузка 28 т (справа)

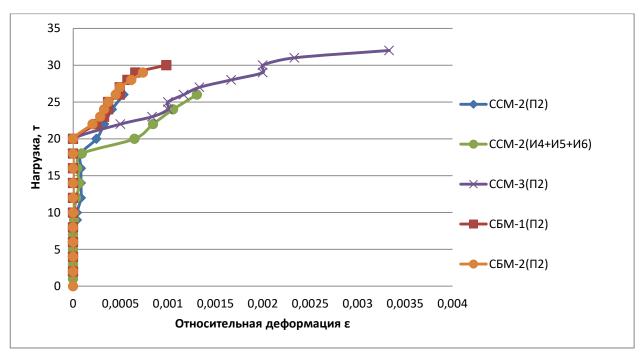


Рисунок 2.46 – Графики деформирования испытанных образцов вдоль растянутой диагонали

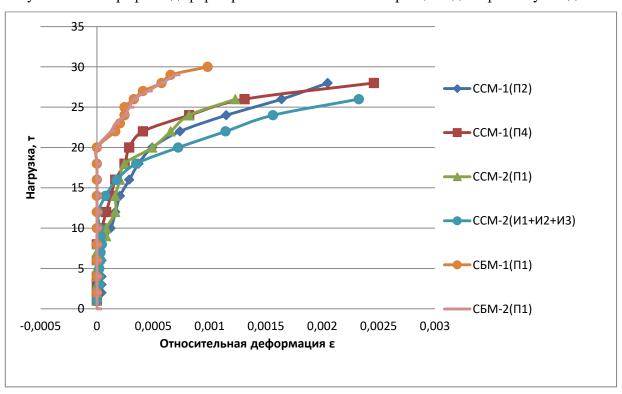


Рисунок 2.47 – Графики деформирования испытанных образцов вдоль сжатой диагонали

2.5 Экспериментальные исследования величины межслоевого сцепления кирпичных слоев и железобетонного слоя трехслойной конструкции стен

В 2007 г. в ЦИСС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко соискателем были проведены экспериментальные исследования величины межслоевого сцепления кирпичных слоев и железобетонного слоя трехслойной конструкции стен. Моделирование нагрузок осуществлено

исходя из условий, в которых оказываются конструкции при сейсмическом воздействии. Были изготовлены шесть фрагментов (рисунки 2.48-2.49), отличающиеся наличием или отсутствием связей и армирования между слоями.



Рисунок 2.48 — Фрагмент для испытаний межслоевого касательного сцепления кирпичных и железобетонного слоев перед испытаниями.



Рисунок 2.49 – Экспериментальный образец после испытаний



Рисунок 2.50 – Экспериментальные образцы после испытаний

В результате испытаний, было определено, что разрушение всех образцов произошло по контакту бетонного слоя и кирпича независимо от наличия или отсутствия армирования в слое (рисунки 2.49-2.50). Разрушение образцов происходило хрупко. Величина межслоевого сцепления в среднем по группам образцов составила 1Мпа.

2.6 Выводы по главе 2

В главе 2 представлены результаты экспериментальных исследований [] фрагментов однослойных каменных, кирпичных и железобетонных конструкций, а также многослойных конструкций на «перекос» в своей плоскости. Получены экспериментальные зависимости деформирования слоев испытываемых образцов при различных параметрах отдельных слоев многослойного композита;

Результаты выполненных экспериментальных исследований позволяют сделать следующие выводы.

- 2.6.1 Общая схема разрушения образцов типов МС, ВК, ССБ, нагруженных в эксперименте диагональной нагрузкой, что создает условия двухосного напряженного состояния, происходит по схеме с формированием диагональной трещины или группы параллельных трещин.
- 2.6.2 Процесс деформирования и разрушения многослойных каменно-монолитных стен в условиях двухосного напряженного состояния состоит из ряда последовательных этапов:
 - этап упругого деформирования;
 - этап формирования повреждений опорных частей;
 - формирование трещины в кирпичном слое элемента;
 - начало пластических деформаций железобетонных элементов, трещины в бетоне;
 - нарастание деформирования образца;
 - повреждения элемента, говорящие о потере функциональных свойств конструкцией;
 - разрушение железобетонных элементов конструкции.
 - слои каменной кладки после получения локальных и магистральных повреждений не отделяются от слоя бетона (железобетона) вплоть до разрушения последнего.
- 2.6.3 Сопоставление предельных относительных деформаций однослойных и многослойных фрагментов позволяет сделать вывод об увеличении этих величин для соответствующих стадий деформирования у многослойного фрагмента. В частности, для образцов МС1 и МС2, а также бетонных стен с муфтовыми податливыми соединениями стадия нарастания деформирования соответствует предельным относительным деформациям равным

- 0,002, тогда как для однослойных бетонных стен со сплошным армированием и однослойных кирпичных стен это значение не превысило 0,001.
- 2.6.4 Установлен факт перераспределения нагрузки между слоями многослойной стены, даже при отсутствии контакта по боковой плоскости, через обвязочные балки и связи. При этом фактов расслоение конструкций фрагментов не установлено ни в одном испытании. Каменная кладка продолжает участвовать в работе слоистого образца даже после формирования вертикальной трещины, что приводит к появлению групп параллельных трещин вдоль сжатой диагонали образца
- 2.6.5 Установлена величина касательного сцепления бетонного слоя и кирпичного слоя при различных схемах армирования кирпичных слоев.
- 2.6.6 Установлено, что упругая стадия работы многослойной стены приходится на диапазон до 0,6-0,8 от предельного значения разрушающих нагрузок. Данный вывод подтвержден результатами ранее выполненных исследований [89, 90, 56, 57, 60, 63, 153, 154, 155, 157].
- 2.6.7 Установлено, что расслоение трех и четырехслойных каменно-монолитных стен не реализовано ни в одном из испытываемых образцов, вплоть до их разрушения.

Результаты, полученные в главе 2 позволяют:

- установить предельные значения параметров, определяющих упругие и пластические свойства многослойной стены;
- выполнить верификацию предлагаемых расчетных методов и программных средств, необходимость разработки которых обусловлена особенностями взаимодействия слоем между собой.

Глава 3 РАЗРАБОТКА МОДЕЛИ МНОГОСЛОЙНЫХ КАМЕННО – МОНОЛИТНЫХ СТЕН ПРИ ДВУХОСНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ, В ТОМ ЧИСЛЕ, ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

3.1 Цели и задачи главы

Основной целью настоящей главы является разработка математической модели многослойных каменно-монолитных стен, что позволит разработать метод расчета на сейсмические нагрузки зданий и сооружений с такими конструкциями для сейсмоопасных районов Российской Федерации.

Комбинирование различных материалов позволяет создавать новые строительные конструкции. Большинство современных конструкционных материалов представляет собой композиции, которые позволяют техническим изделиям обладать определенным сочетанием эксплуатационных свойств, например, железобетон, 3-х слойные стены и т.д. Во всех случаях - это система разных материалов, каждая из составляющих которой имеет свое конкретное назначение применительно к рассматриваемому готовому изделию. Совместная работа разнородных материалов (кирпич, железобетон) дает эффект, равносильный созданию нового материала, свойства которого и количественно, и качественно отличаются от свойств каждого из составляющих (появление на границе между слоями значительного демпфирующего эффекта при сейсмическом воздействии).

Рассматриваемые многослойные каменно-монолитные стены обладают не только широким спектром механических и физических свойств, но и способностью к направленному их изменению в соответствии с назначением конструкции. Идея соединения двух компонентов (кирпич, бетон и железобетон) с целью получения конструкции, обладающей свойствами, не присущими отдельно взятым компонентам, используется строителями давно. Принцип комбинирования различных свойств отдельных видов материалов композита направлен на улучшение восприятия гравитационных, ветровых, статических, а в сейсмических районах, восприятие динамических нагрузок по отношению к аналогичным конструкциям из гомогенного материала.

Интенсивное внедрение в практику сейсмического строительства зданий различного назначения с многослойными стенами требует разработки расчетных моделей, алгоритмов и компьютерных программ, учитывающих особенности структуры конструкции и поведения этих материалов.

3.2 Формирование расчетных и математических моделей многослойных стен

Расчет здания с многослойными стенами на динамические нагрузки включает составление физической модели, формирование расчетной динамической модели и построение математической модели с последующим её детальным аналитическим или численным анализом, который завершается определением напряженно-деформированного состояния несущих конструкций сооружения.

Прочность и устойчивость каменно-монолитных зданий в продольном и поперечном направлениях обеспечивается пространственной работой бетонных или железобетонных диафрагм, выполненных в опалубке из каменных стен. В уровне перекрытий устанавливаются железобетонные пояса. Многопустотные панели в жилых зданиях замоноличиваются в поясах и между собой заливкой швов, создают жесткий диск. Простенки соединяются между собой железобетонными перемычками.

Предлагается расчетная схема здания в виде трехмерной составной системы (рисунок 3.1), образованной несущими вертикальными элементами (простенками) и надпроемными перемычками, а также перекрытиями.

Для статических и динамических расчетов сложных пространственных конструкций, каковыми являются здания с каменно-монолитными стенами, оптимально использовать метод конечных элементов (МКЭ), поскольку он хорошо реализуется на ЭВМ. Для динамических расчетов в узлах конечного элемента сосредотачиваются массы и в уравнения равновесия конечного элемента по принципу Даламбера вводятся силы инерции расчетной динамической модели. Конечные элементы задаются с учетом положений раздела 2.

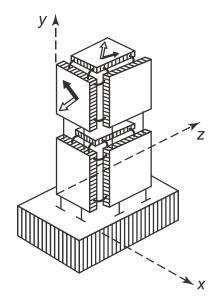


Рисунок 3.1 – Расчетная динамическая модель сооружения

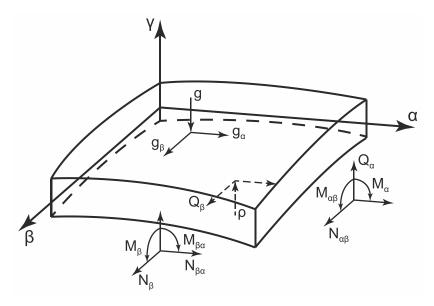


Рисунок 3.2 – Усилия и моменты, действующие на элемент слоистого материала

Данная расчетная схема позволяет выполнить пространственный расчет несущей системы здания с учетом изгибной и сдвиговой жесткости основных несущих элементов.

Постановка задачи расчета многослойной конструкции или её элемента предполагает написание полной системы уравнений, определяющих систему искомых функций и соответствующих граничных условий. Запишем основные уравнения.

Уравнения равновесия (рисунок.3.3):

$$\begin{split} L_{a}(N) + \frac{A_{1}A_{2}}{R_{1}}Q_{a} + f_{a} &= 0 \\ L_{a}(M) + A_{1}A_{2}Q_{a} + m_{a} &= 0 \\ &\qquad \qquad \frac{\partial}{\partial\alpha}(A_{2}Q_{2}) + \frac{\partial}{\partial\beta}(A_{1}Q_{\beta}) - A_{1}A_{2}(\frac{N_{\alpha}}{R_{1}} + \frac{N_{\beta}}{R_{2}}) + f_{\gamma} &= 0 \end{split} \tag{3.3}$$

Входящие сюда операторы определяются выражением:

$$L_{\alpha}(\hat{O}) = \frac{\partial}{\partial \alpha} (A_2 \hat{O}_{\alpha}) - \hat{O}_{\beta} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha} + \frac{\partial}{\partial \beta} (\hat{A}_1 \hat{O}_{\beta \alpha}) + \hat{O}_{\alpha \beta} \frac{\partial A_1}{\partial \beta}$$

$$f_a = \int_{-a}^{b-e} F_a H_1 H_2 d_{\gamma} + B_1 B_2 p_a + C_1 C_2 q_a$$
(3.4)

Внешние силы и моменты f и m – равенствами

$$ma = \int_{-e}^{h-e} F_a H_1 H_2 v dv - eB_1 B_2 p_a + (h-e)C_1 C_2 q_a$$
(3.5)

$$f_{\gamma} = \int_{-a}^{h-e} F_{\nu} H_{1} H_{2} d\nu + B_{1} B_{2} p + C_{1} C_{2} q$$
(3.6)

Физические соотношения

$$N_{a} = B_{11} \varepsilon_{\alpha} + B_{12} \varepsilon_{\beta} + C_{11}^{\chi} \alpha + C_{11}^{\chi} \beta$$
(3.37)

$$N_{\alpha\beta} = B_{13}^{11} \varepsilon_{\alpha\beta} + B_{33}^{12} \varepsilon_{\beta\alpha} + C_{33}^{11} \chi_{\alpha\beta} + C_{33}^{12} \chi_{\beta\alpha}$$
(3.7)

$$M_{a} = C_{11} \varepsilon_{\alpha} + C_{12} \varepsilon_{\beta} + D_{11}^{\chi} \alpha + D_{11}^{\chi} \beta$$

$$M_{\alpha\beta} = C_{11}^{11} \varepsilon_{\alpha\beta} + C_{12}^{12} \varepsilon_{\beta} + D_{11}^{11} \alpha + D_{11}^{12} \beta$$

$$M_{\alpha\beta} = C_{13}^{11} \varepsilon_{\alpha\beta} + C_{33}^{12} \varepsilon_{\beta\alpha} + D_{33}^{11} \chi_{\alpha\beta} + D_{33}^{12} \chi_{\beta\alpha}$$

Коэффициенты жесткости слоистого материала мембранные B, изгибные D и смешанные C, вычисляются по формулам:

$$B_{11} = \int_{-e}^{h-e} \int_{12}^{k} A_{11} d\gamma, C_{11} = \int_{-e}^{h-e} \int_{12}^{k} A_{11} \gamma d\gamma, D_{11} = \int_{-e}^{h-e} \int_{12}^{k} A_{11} \gamma^{2} d\gamma$$

$$B_{12} = B_{21} = \int_{-e}^{h-e} A_{12} d\gamma \qquad C_{12} = C_{21} = \int_{-e}^{h-e} A_{12} \gamma d\gamma \qquad D_{12} = D_{21} = \int_{-e}^{h-e} A_{12} \gamma^{2} d\gamma$$

$$B_{13}^{11} = \int_{-e}^{h-e} A_{12} A_{33} d\gamma \qquad C_{13}^{11} = \int_{-e}^{h-e} A_{12} A_{33} \gamma d\gamma \qquad D_{13}^{11} = \int_{-e}^{h-e} A_{12} A_{33} \gamma^{2} d\gamma$$

$$B_{13}^{12} = \int_{33}^{h-e} A_{12} A_{33} d\gamma \qquad C_{13}^{12} = \int_{33}^{h-e} A_{33} \gamma d\gamma \qquad D_{13}^{11} = \int_{-e}^{h-e} A_{33} \gamma^{2} d\gamma$$

$$K_{12} = \frac{(A_{1}H_{2})}{(A_{2}H_{1})} \qquad K_{\alpha} = h^{2} \left(\int_{-e}^{h-e} 21 \frac{d\gamma}{G\alpha\gamma} \right)^{-1}$$

$$(3.8)$$

Геометрические соотношения

$$\varepsilon_{\alpha} = \frac{1}{A_{1}} \frac{\partial U}{\partial \alpha} + \frac{V}{A_{1} A_{2}} \frac{\partial A_{1}}{\partial \beta} + \frac{w}{R_{1}} \qquad \varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1}{A_{1}} \frac{\partial V}{\partial \alpha} - \frac{U}{A_{1} A_{2}} \frac{\partial A_{1}}{\partial \beta}$$

$$\chi_{\alpha} = \frac{1}{A_{1}} \frac{\partial \Theta_{\alpha}}{\partial \alpha} + \frac{\Theta_{\beta}}{A_{1} A_{2}} \frac{\partial A_{1}}{\partial \beta} \qquad \chi_{\alpha\beta} = \frac{1}{A_{1}} \frac{\partial \Theta_{\beta}}{\partial \alpha} - \frac{\Theta_{\alpha}}{A_{1} A_{2}} \frac{\partial A_{1}}{\partial \beta}$$

$$\psi_{\alpha} = \Theta_{\alpha} - \frac{U}{R_{1}} + \frac{1}{A_{1}} \frac{\partial \omega}{\partial \alpha}$$
(3.10)

Система (3.3)–(3.10), является полной – она включает 25 уравнений и содержит 25 неизвестных, десять усилий и моментов, столько же обобщенных деформаций, три перемещения начальной поверхности и два угла поворота нормами к этой поверхности. Система имеет в совокупности десятый порядок по перемещениям α и β.

Согласно принципу Даламбера, уравнения движения можно получить из уравнений равновесия, если добавить к ним инерционные члены. Предположим, что на рассматриваемую конструкцию действуют силы, зависящие от времени t. Тогда в уравнениях объемные силы F_{α} F_{β} F_{γ} следует заменить на $F_{\alpha}^{\ \ \ \ \ }$ F_{β} + $F_{\beta}^{\ \ \ \ \ \ }$ $F_{\gamma}^{\ \ \ \ \ \ \ \ \ }$ где инерционные составляющие имеют вид

$$F_{\alpha}^{u} = -\rho \frac{\partial^{2} u_{\alpha}}{\partial t^{2}}, \quad F_{\beta}^{u} = -\rho \frac{\partial^{2} u_{\beta}}{\partial t^{2}}, \quad F_{\gamma}^{u} = -\rho \frac{\partial^{2} u_{\gamma}}{\partial t^{2}}, \tag{3.11}$$

где p — плотность материала. Подставляя сюда перемещения и учитывая, что $U\gamma = w(\alpha, \beta)$, получим

$$F_{\alpha}^{u} = -\rho \left(\frac{\partial^{2} u}{\partial t^{2}} + \gamma \frac{\partial^{2} \Theta_{\alpha}}{\partial t^{2}}\right), \quad F_{\gamma}^{u} = -\rho \frac{\partial^{2} w}{\partial t^{2}}.$$
(3.12)

Дальнейшие преобразования позволяют записать следующие уравнения движения, которые в задачах динамики заменяют уравнения равновесия (3.3):

$$L_a(N) + \frac{A_1 A_2}{R_1} Q_a - A_1 A_2 (B_p \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C_p \frac{\partial^2 \Theta_\alpha}{\partial t^2}) + f_\alpha = 0,$$

$$L_a(M)A_1A_2Q_a - A_1A_2(C_p \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + D_p \frac{\partial^2 \Theta_{\alpha}}{\partial t^2}) + m_{\alpha} = 0,$$

$$\frac{\partial}{\partial \alpha} (A_2 Q_2) + \frac{\partial}{\partial \beta} (A_1 Q_\beta) - A_1 A_2 (\frac{N_\alpha}{R_1} + \frac{N_\beta}{R_2}) - A_1 A_2 B_p \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + f_\gamma = 0.$$

Физические и геометрические соотношения (3.7), (3.10) остаются без изменения.

Программа расчета деформационных характеристик многослойных стен основана на методе конечных элементов в плосконапряженной постановке.

На рисунке 3.3 показан типичный треугольный элемент с узлами i, j, m, пронумерованными против часовой стрелки. Перемещения каждого узла имеют две компоненты

$$\{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \tag{3.13}$$

а шесть компонент перемещений элемента образуют вектор

$$\{\delta\}^{e} = \begin{cases} \delta_{i} \\ \delta_{j} \\ \delta_{m} \end{cases} \tag{3.14}$$

Перемещения внутри элемента должны однозначно определяться этими шестью величинами. Простейшим представлением являются линейные полиномы

$$u = a_1 + a_2 x + a_3 y$$

$$u = a_4 + a_5 x + a_6 y$$
(3.15)

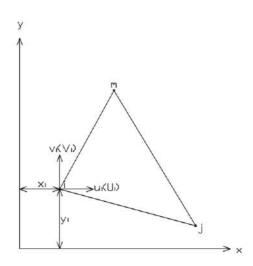


Рисунок 3.3 – Элемент сплошной среды для расчета плоского напряженного состояния.

Значения шести постоянных a_i находятся из двух систем, состоящих из трех уравнений, которые получаются в результате подстановки в (3.14) узловых координат и приравнивания перемещений соответствующим перемещениям узловых точек. Записав, например,

$$u_{i} = a_{1} + a_{2}x_{i} + a_{3}y_{i}$$

$$u_{j} = a_{1} + a_{2}x_{j} + a_{3}y_{j}$$

$$u_{m} = a_{1} + a_{2}x_{m} + a_{3}y_{m}$$
(3.16)

Выразим a1, a2, a3 через величины узловых перемещений ui, uj, um и окончательно получим

$$u = \frac{1}{2\Delta} \{ (a_i + b_i x + c_i y) u_i + (a_j + b_j x + c_j y) u_j + (a_m + b_m x + c_m y) u_m \}$$
(3.17)

Где

$$a_{i} = x_{j}y_{m} - x_{m}y_{j}$$

 $b_{i} = y_{j} - y_{m} = y_{jm}$
 $c_{i} = x_{m} - x_{j} = x_{mj}$
(3.18)

остальные коэффициенты получаются циклической перестановкой индексов $i,\ j,\ m,\ a$ величина 2Δ определяется соотношением

$$2\Delta = \det egin{array}{ccc|c} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{array} = 2 \cdot (\text{площадь треугольника ijm}) \end{array}$$

Аналогично можно представить перемещение у в вертикальном направлении:

$$v = \frac{1}{2\Delta} \left\{ (a_i + b_i x + c_i y) v_i + (a_j + b_j x + c_j y) v_j + (a_m + b_m x + c_m y) v_m \right\}$$
 (3.20)

Запишем соотношения (1.5а) и (1.6) в стандартной форме:

$$\{f\} = {u \choose v} = [N]\{\delta\}^e = [IN'_i, IN'_j, IN'_m]\{\delta\}^e$$
(3.21)

где I — единичная матрица размерности 2×2, а

$$N'_{i} = \frac{a_{i} + b_{i}x + c_{i}y}{2\Lambda} \text{ и т.д}$$
(3.22)

Примечание; если за начало координат принять центр тяжести элемента, то

$$x_i + x_m + x_j = y_i + y_m + y_j = 0$$
 и $a_i = \frac{2\Delta}{3} = a_j = a_m$

Выбранная функция перемещений автоматически гарантирует непрерывность перемещений между смежными элементами, так как вдоль любой стороны треугольника они изменяются линейно, и, следовательно, из равенства перемещений в узлах следует их равенство по всей границе.

Полную деформацию в любой точке внутри элемента можно охарактеризовать тремя составляющими, которые дают вклад во внутреннюю работу:

$$\{\varepsilon\} = \begin{cases} \varepsilon_{x} \\ \varepsilon_{y} \\ \gamma_{xy} \end{cases} = \begin{cases} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{cases}$$
(3.23)

Используя равенства (15) или (11) и (14), имеем

$$\{\epsilon\} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N'_{i}}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N'_{j}}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N'_{m}}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N'_{i}}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N'_{j}}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N'_{m}}{\partial y} \\ \frac{\partial N'_{i}}{\partial v} & \frac{\partial N'_{i}}{\partial x} & \frac{\partial N'_{j}}{\partial y} & \frac{\partial N'_{j}}{\partial x} & \frac{\partial N'_{m}}{\partial y} & \frac{\partial N'_{m}}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_{i} \\ v_{i} \\ u_{j} \\ v_{j} \\ u_{m} \\ v_{m} \end{pmatrix} \{\delta\}^{e}$$
(3.24)

$$\Gamma_{\text{Де}} \left[\mathbf{B} \right] = \begin{bmatrix} \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{i}}}{\partial \mathbf{x}} & 0 & \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{j}}}{\partial \mathbf{x}} & 0 & \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{m}}}{\partial \mathbf{x}} & 0 \\ 0 & \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{i}}}{\partial \mathbf{y}} & 0 & \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{j}}}{\partial \mathbf{y}} & 0 & \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{m}}}{\partial \mathbf{y}} \\ \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{i}}}{\partial \mathbf{y}} & \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{i}}}{\partial \mathbf{x}} & \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{j}}}{\partial \mathbf{y}} & \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{j}}}{\partial \mathbf{x}} & \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{m}}}{\partial \mathbf{y}} & \frac{\partial \mathbf{N}'_{\mathbf{m}}}{\partial \mathbf{x}} \end{bmatrix}$$
(3.25)

Матрица [D], входящая в соотношение связи напряжения с деформациями

$$\{\sigma\} = \begin{cases} \sigma_{x} \\ \sigma_{y} \\ \tau_{xy} \end{cases} = [D] \left(\begin{cases} \varepsilon_{x} \\ \varepsilon_{y} \\ \gamma_{xy} \end{cases} - \{\varepsilon_{0}\} \right)$$
 (3.26)

может быть записана в явном виде для любого материала.

Для плоского напряженного состояния изотропного материала имеем по определению

$$\varepsilon_{x} = \frac{\sigma_{x}}{E} - \frac{\nu \sigma_{y}}{E} + \varepsilon_{x0}$$

$$\varepsilon_{x} = -\frac{\nu \sigma_{x}}{E} + \frac{\sigma_{y}}{E} + \varepsilon_{y0}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu)\tau_{xy}}{E} + \gamma_{xy0}$$
(3.27)

Разрешая эти соотношения относительно напряжений, получаем матрицу [D] в виде

$$[D] = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix}$$
(3.28)

где E — модуль упругости, а v — коэффициент Пуассона.

Основная задача подпрограммы формирования матрицы жесткости — составление матрицы жесткости элемента для исследуемой задачи [53].

В соответствии с [53], для простых элементов основными операциями являются:

- а) описание элемента в локальных координатах;
- б) составление матрицы В, связывающей деформации с перемещениями (или ее эквивалента);
 - в) составление матрицы D, связывающей напряжения и деформации;
 - г) получение матричного произведения ВТDВ;
- д) интегрирование по площади элемента произведения матриц (в случае плоского напряженного состояния эта операция сводится к простому умножению на площадь треугольника);
- е) выполнение при необходимости обратного преобразования полученной матрицы к глобальным координатам.

Подпрограмма формирования матрицы жесткости может использоваться для построения матрицы напряжений, после умножения, которой на соответствующие узловые перемещения получаются напряжения элемента. Эта матрица обычно строится попутно при формировании матрицы жесткости. При этом возможны два варианта. Первый — составлять матрицу напряжений одновременно с матрицей жесткости и хранить ее до дальнейшего использования (т.е. сначала вычислить произведение DB, а затем BTDB), а второй — отдельно вычислять матрицу DB непосредственно перед использованием.

Для решения систем линейных уравнений хорошо разработаны два метода [53]: а) прямой метод, позволяющий получить точное (в пределах ошибки округления) решение; б) итерационный метод, использующий сходящийся к точному решению процесс последовательных приближений.

В работе применялся итерационный метод Гаусса — Зейделя.

В общем случае п-е уравнение системы N уравнений может быть записано в виде

$$\sum_{i=1}^{n-1} k_{ni} \delta_i + k_{nn} \delta_n + \sum_{i=n+1}^{N} k_{ni} \delta_i = F_n$$
 (3.29)

Из этого уравнения можно найти

$$\delta_{n} = k_{nn}^{-1} \left\{ F_{n} - \sum_{i=1}^{n-1} k_{ni} \delta_{i} - \sum_{i=n+1}^{N} k_{ni} \delta_{i} \right\}$$
 (3.30)

Если процесс итераций таков, что в правой части используются последние приближения δ_i , то для m-й итерации имеем

$$\delta_n^m = k_{nn}^{-1} \left\{ F_n - \sum_{i=1}^{n-1} k_{ni} \delta_i^m - \sum_{i=n+1}^{N} k_{ni} \delta_n^{m-1} \right\}$$
 (3.31)

Часто для уточнения решения используется прием, состоящий в умножении разности между двумя итерациями для δ на некоторый коэффициент и представлении уточненной величины δ в виде

$$\delta_{n}^{m} = \delta_{n}^{m-1} + \beta(\delta_{n}^{m*} - \delta_{n}^{m-1})$$
(3.32)

где $\delta_n^{m^*}$ — величина, вычисленная в соответствии с (24), а β -коэффициент верхней релаксации, значение которого обычно лежит между 1 и 2. Установлено, что во многих практических случаях самым подходящим является значение, близкое к 1,8.

Последним этапом решения обычных линейных задач методом конечных элементов является вычисление внутренних усилий для элемента.

Для каждого элемента необходимо выполнить следующие две операции:

- а) сформировать вектор решения в координатах, связанных с рассматриваемым элементом;
- б) построить матрицу напряжений для перехода от вектора решения к внутренним усилиям.

Кроме внутренних усилий, часто бывает удобно вычислить некоторые другие силы. Например, в плоских задачах вычисляются значения максимального и минимального напряжений и их направления.

3.3 Метод расчета многослойной стены с учетом межслоевого взаимодействия при сложном напряженном состоянии

В настоящем разделе представлен метод оценки совместной работы всех слоев — наружных и внутренних, и учета их реальных жесткостных характеристик. Автором работы предлагается метод расчета многослойных стен, в результате которого будет получена диаграмма зависимости «горизонтальная сила — перемещение (деформация сжатой диагонали)» слоистого конструктивного элемента. Такой элемент может быть использован в качестве конечного элемента пространственной конечноэлементной задачи и использоваться в дальнейшем стандартным расчетным комплексом.

Исходными данными для описания элемента являются:

- -диаграммы зависимости «напряжения-деформации» для железобетона и кирпичной кладки;
 - -геометрические параметры и соотношения размеров фрагмента стены;
 - -информация о нагрузке (напряжении) на фрагмент стены.

С учетом выводов, приведенных в главе 1, слой каменной кладки должен оцениваться на основе деформационных критериев, а именно — на основе величины относительной деформации сжатой диагонали. Параметр относительной деформации кладки сжатой диагонали (наиболее консервативная оценка) определяется по формуле:

$$\varepsilon = -\frac{1.1}{\alpha} \ln \left(1 - \frac{\sigma}{1.1 R_{\rm u}} \right),\tag{3.33}$$

где R_u – временное сопротивление сжатию кладки, прямо пропорциональное расчетному сопротивлению сжатия кладки R;

- α упругая характеристика кладки;
- ε относительная деформация;
- σ напряжения.

При этом (на основе ранее выполненных исследований) необходимо ввести предельную величину относительной деформации кладки вдоль сжатой диагонали: ε ≤0,002.

Указания по использованию криволинейной диаграммы деформирования железобетона были приняты по EN 1992 (Еврокод-2) «Design of concrete structures» [174].

Криволинейная диаграмма работы материала заменяется на кусочно-линейную, с количеством участков от 10 до 20.

Исходные данные формируются таким образом, что каждому типу материала соответствует определенный линейный участок диаграммы. Первоначально всем элементам конструкции задан первый тип материала. При решении цикла последовательных задач, если при нагрузке $Fj=j*\Delta F$ (где $0 \le j \le N$) деформация в элементе слоя превысила m-е предельное значение, то материал этого элемента уже для следующей задачи становится m+1-м (диапазон m соответствует количеству линейных участков). В результате таких преобразований коэффициенты k_i , отвечающие за долю нагрузки приходящейся на каждый слой, изменяются.

При численном расчете были приняты следующие граничные условия:

- 1) Анализ напряженно-деформированного состояния каждого слоя многослойной конструкции выполняется на основе деформационных критериев. Условием разрушения слоя считается достижение деформации сжатой диагонали слоя предельных значений. Предельные значения задаются в соответствии с [148], [150] с учетом значений, приведенных в главе 4.
- 2) Предполагается, что на начальной стадии нагружения все слои работают совместно.
- 3) В случае, когда разница между деформациями диагонали соседних слоев достигает предельного значения, предполагается, что произошло расслоение слоев. В этом случае, в дальнейшей работе элемента рассматривается только деформирование более прочного слоя. Однако, вплоть до разрушения или расслоения образца, менее прочный слой воспринимает нагрузку, соответствующую предельному значению относительной деформации.
- 4) В диаграмме «напряжения-деформации» для бетона не учитывается ниспадающая ветвь.

Для построения графика зависимости перемещения (деформации) от нагрузки, задается последовательно серия нагружений. Расчеты проводились методом конечных элементов в плосконапряженной постановке (функции формы элементов — линейные) с помощью программного кода, написанного на языке Fortran. Реализация кода выглядит следующим образом:

- 1) Задается заведомо большая нагрузка F. Относительные деформации не ограничены предельными значениями.
- 2) Значения массива, хранящего нагрузку на узлы, делятся на N частей, и таким образом находится шаг по нагружению ΔF на фрагмент стены.
- 3) Расчет ведется последовательно для N задач, с нагрузкой от 0 до F с шагом Δ F. На каждый слой приходится часть нагрузки от Δ F в зависимости от жесткостных свойств.

Например, на первый слой приходится нагрузка $\Delta F1=k_{s1}*\Delta F$, где

$$ks1 = \frac{E1*H1}{\sum_{i=1}^{3} Ei*Hi}$$
 (3.34)

Еі – модуль Юнга і-го слоя

Hi – толщина і-го слоя

Для случая трехслойной стены с кладочными слоями толщиной 120 и 240 мм прочностью 1,5 Мпа, работающих совместно с железобетонным слоем из бетона B25 толщиной 150 мм, распределение коэффициента нагрузок на слой по стадиям нагружения приведено на рисунке 3.4.

Как видно из графика, в области от 0,4 до 0,8 от разрушающей нагрузки, доля внешнего воздействия, воспринимаемого кирпичными слоями составляет от 30% до 60%. Этот факт позволяет говорить о высоких резервах конструкции, в том числе при кратковременных, ударных, знакопеременных воздействиях, в том числе, при сейсмических нагрузках.

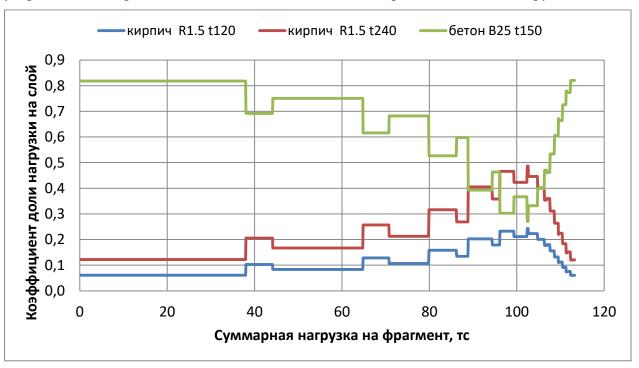


Рисунок 3.4 — Распределение доли приращения нагрузки по каждому слою от суммарной нагрузки на фрагмент. Синий цвет — доля нагрузки на слой кирпича толщиной 120 мм; Красный цвет — доля нагрузки на слой кирпича толщиной 240 мм; Зеленый цвет — доля нагрузки на слой бетона толщиной 150 мм

Схема КЭ сетки создавалась в ПК MATLAB, с запоминанием номеров узлов и элементов, которые записываются в текстовый файл. Номера узлов присваивались с учетом координат. Текстовый файл с номерами (и координатами) узлов и элементов использовался как исходные данные для основной расчетной программы.

Для работы программы, реализующей метод конечных элементов, дополнительно требуются четыре основные системы исходных данных [53]:

- а) координаты и характеристики элементов;
- б) свойства материала каждого элемента;
- в) граничные условия;
- г) нагрузки.

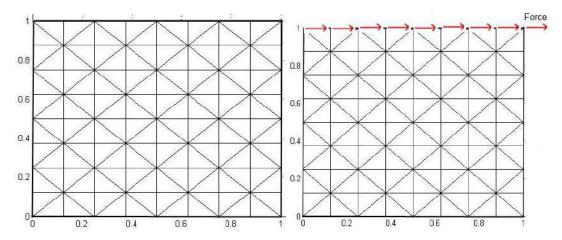


Рисунок 3.5 – Конечно-элементная сетка для расчетной модели размерами 1×1, м и пример приложения горизонтальной нагрузки

Координаты и характеристики элементов. Используемые координаты – это координаты всех узловых точек (например, координаты хі и уі узла і в задаче о плоском напряженном состоянии), расположенные в определенном порядке. В большинстве случаев матрицы жесткости не зависят от положения начала координат, которое обычно выбирается произвольно.

К характеристикам элементов относятся информация о связи между элементами, содержащая номера всех узлов элемента, а также число, характеризующее свойства материала элемента. Эти характеристики также перечислены последовательно [53].

Свойства материала. В большинстве приложений свойства материала одинаковы для больших групп элементов. Поэтому удобно присвоить каждому элементу номер, определяющий материал элемента, и информацию о свойствах материала считывать отдельно.

Нагрузки. Для обеспечения максимальной простоты и гибкости программы нагрузки можно задавать в виде одного вектора, который затем непосредственно используется в программе. Во многих случаях, когда число точек, в которых задана нагрузка, составляет лишь небольшой процент от общего числа узлов системы, бывает предпочтительнее считывать только ненулевые значения нагрузки и номера соответствующих узлов. Вектор нагрузки должен быть, конечно, задан нулевым, чтобы его компоненты, соответствующие ненагруженным узлам, были нулевыми.

 Γ раничные условия. В приведенной в этом разделе программе граничное условие для узла считывается в виде комбинации цифр 0 и 1, причем 0 означает отсутствие ограничений на данную степень свободы, а 1 — наличие ограничений. Таким образом,

- 01 означает свободу в направлении X и отсутствие перемещений в направлении Y;
- 10 означает отсутствие перемещения в направлении X и свободу в направлении Y;
- 11 означает отсутствие перемещений в обоих направлениях.



Рисунок 3.6 – Блок схема работы программы

На рисунке 3.8 приведен пример расчета железобетонного фрагмента, условного конечного элемента размером 1×1 м, толщиной 0,1 м с учетом диаграммы работы бетона B25, приведенной на рисунке 3.7.

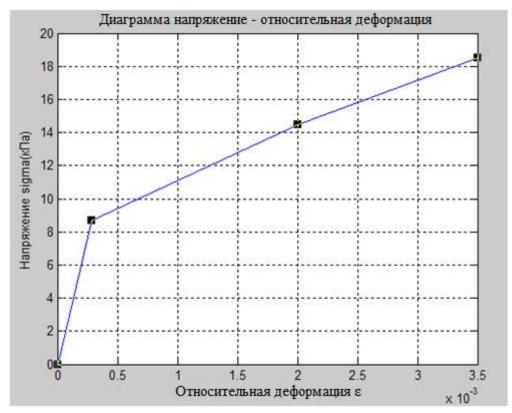


Рисунок 3.7 – Пример исходной диаграммы работы бетона

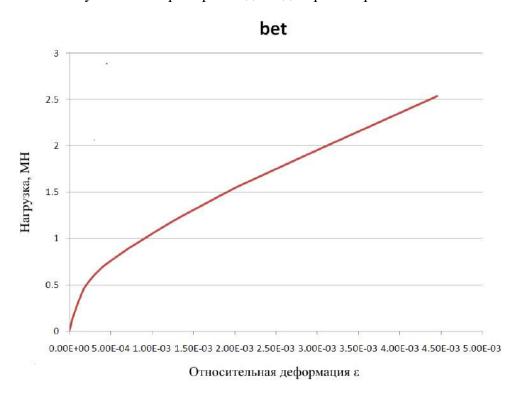


Рисунок 3.8 — Результат расчета для бетонного слоя: деформация диагонали — горизонтальная сила ,МH, толщина слоя 0,1 м

В рамках диссертационной работы был проведен параметрический анализ для различных материалов слоев каменно-монолитных многослойных стен зданий. Рассмотрены комбинации совместной работы различных слоев. На рисунках 3.9-3.35 представлены графики зависимости деформации главной диагонали от величины горизонтальной нагрузки. Варианты параметров слоев приведены в таблицах 3.1 и 3.2. При построении диаграмм деформирования кладки, значения относительных деформаций заведомо не ограничивались, и отличались от предельных значений, получаемых при изучении независимой работы кирпичных и каменных слоев. Этот подход связан с необходимостью изучения потенциального расслоения многослойного элемента, которое может не произойти в области допускаемых относительных деформаций. Кроме того, при некоторых обстоятельствах, например, насыщение кладки армированием, применением пластифицирующих добавок, усиление металлическими элементами, предельные относительные деформации могут превышать значения, определенные в главе 4 настоящей работы как предельные.

Таблица 3.1 – Рассматриваемые марки бетона и толщины бетонных слоев

Марки бетона	B10	B15	B20	B25	B30
D	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
Рассматриваемые толщины слоев бетона,	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
M	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20

Таблица 3.2 – Рассматриваемые марки кирпичной кладки и толщины кирпичных слоев

Расчетные сопротивления сжатию кладки, МПа	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
Рассматриваемые	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
толщины слоев	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
кладки, м	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63

Рассмотрено взаимодействие 20-и комбинаций слоев бетона с 35-ю комбинациями кирпичной кладки. Таким образом, общее количество комбинаций составило 700.

Например, бетонный слой толщиной 0,10 м может быть как единым, так и разделенным на два слоя по 0,05 м толщиной. Такие случаи в расчете принимаются эквивалентными.

Приняты следующие обозначения:

- «kR1.0 h12» означает: слой кирпичной кладки с расчетным значением сопротивления сжатию R=1 МПа и толщиной h=0,12 м;
- «b10 h5» означает бетонный слой марки B10 и толщиной h=0.05 м.

На рисунках 3.9 - 3.21, 3.22, 3.23 приведены результирующие графики зависимости деформации диагонали кирпичного слоя от нагрузки при совместной работе с бетонными слоями различных марок и толщин. Из анализа представленных графиков следует, что кирпичный слой работает наиболее эффективно при совместной работе с менее жестким бетонным слоем.

На рисунках 3.27 - 3.24 приведены результирующие графики зависимости деформации диагонали бетонного слоя от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями различных марок и толщин.

Значения относительных деформаций на диаграммах деформирования диагоналей фрагментов каменной кладки заведомо завышены сверх предельных значений для оценки момента расслаивания, если оно может возникнуть для слоев с приведенными характеристиками.

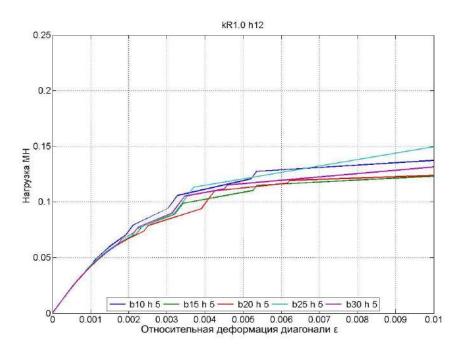


Рисунок 3.9 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,05 м

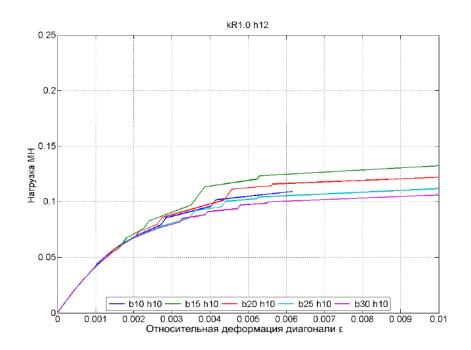


Рисунок 3.10 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,10 м

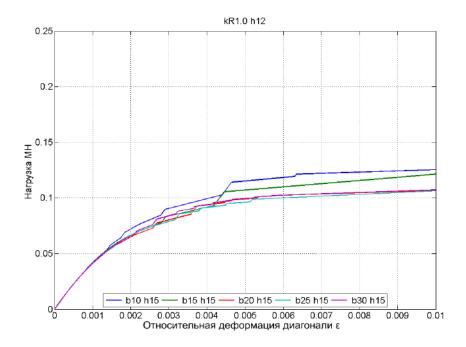


Рисунок 3.11 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,15 м

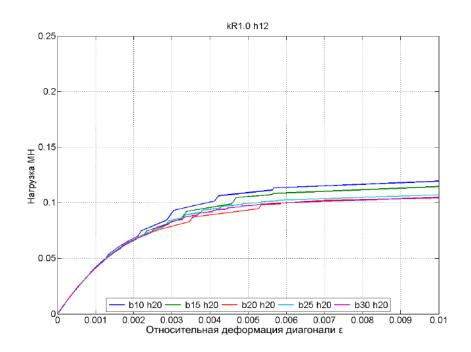


Рисунок 3.12 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок толщиной 0,20 м

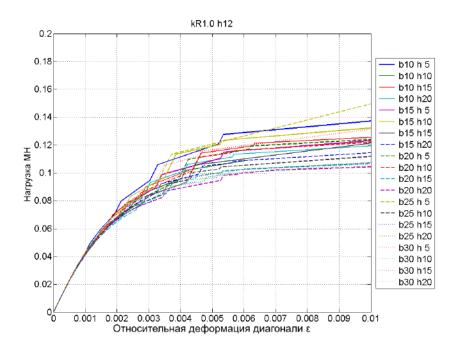


Рисунок 3.13 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,12 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

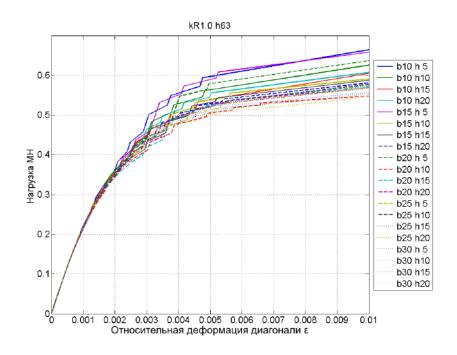


Рисунок 3.14 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,63 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

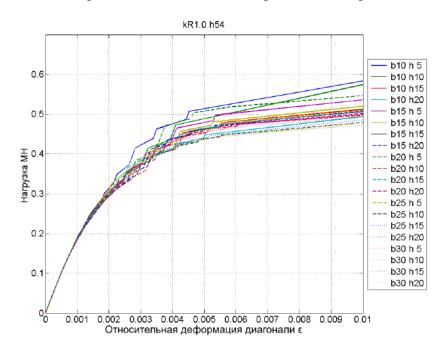


Рисунок 3.15 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,54 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

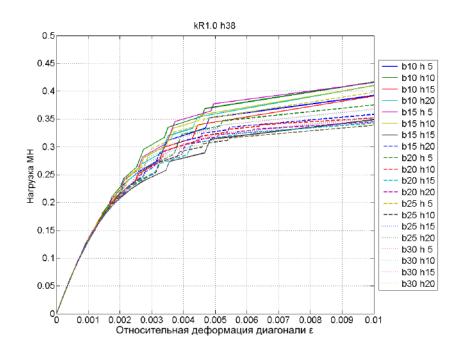


Рисунок 3.16 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,38 см) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

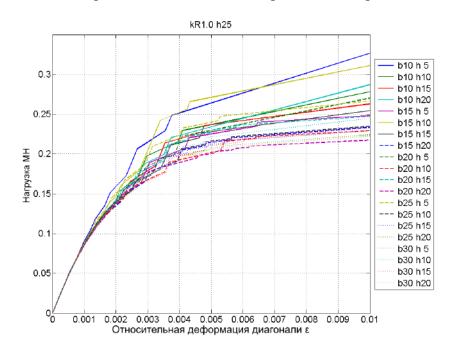


Рисунок 3.17 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1 МПа и толщиной 0,25 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

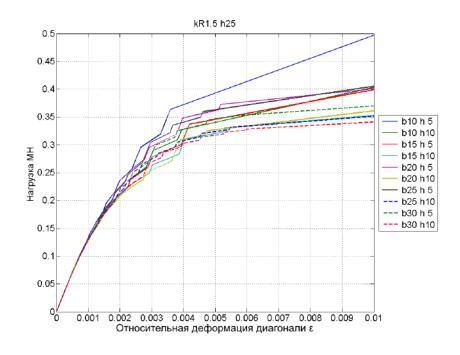


Рисунок 3.18 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1.5 МПа и толщиной 0,25 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

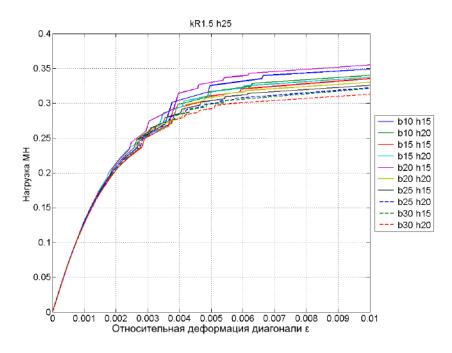


Рисунок 3.19 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1.5 МПа и толщиной 0,25 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

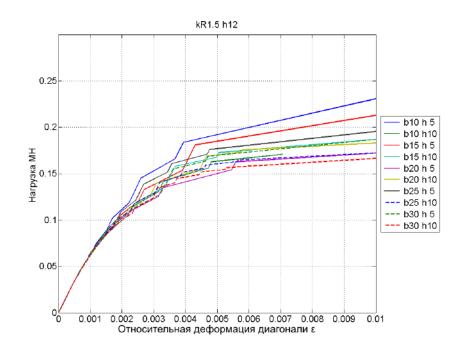


Рисунок 3.20 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1.5 МПа и толщиной 0,12 см) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

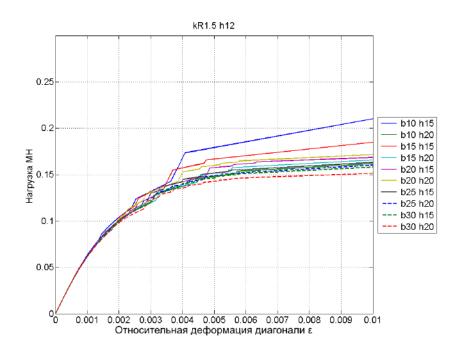


Рисунок 3.21 – График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 1.5 МПа и толщиной 0,12 см) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин Ниже приведены несколько вариантов для более толстых кирпичных слоев:

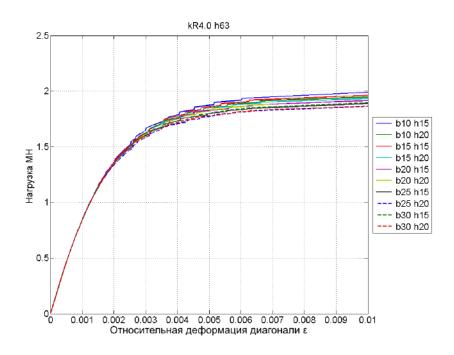


Рисунок 3.22– График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 4.0 МПа и толщиной 0,63 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

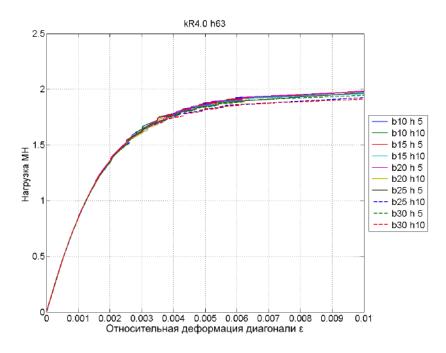


Рисунок 3.23— График зависимости деформации диагонали кирпичного слоя (с расчетным сопротивлением сжатию кладки 4.0 МПа и толщиной 0,63 м) от нагрузки при совместной работе с бетонным слоем различных марок и толщин

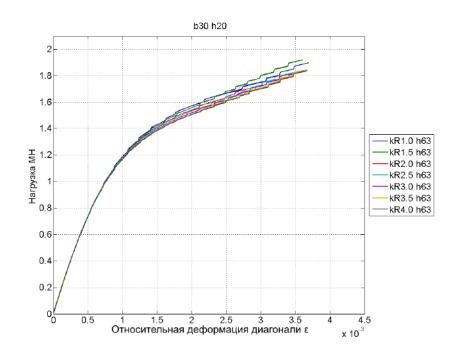


Рисунок 3.24 — График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки B30 и толщиной 0,20 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0,63 м.

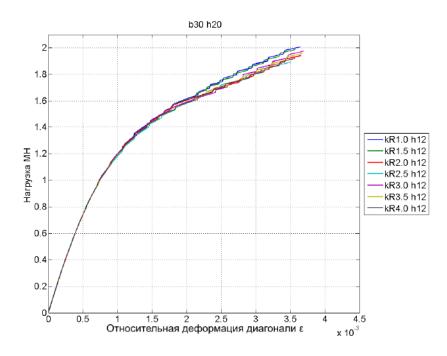


Рисунок 3.25 – График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки B30 и толщиной 0.20 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0.12 м.

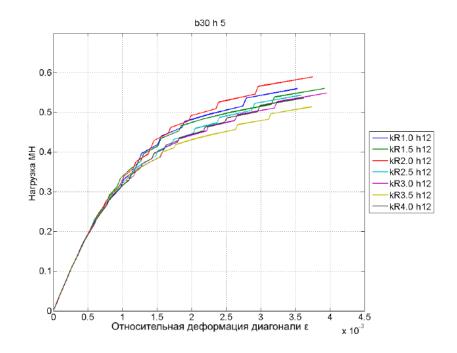


Рисунок 3.26 – График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки B30 и толщиной 0,05 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0,12 м.

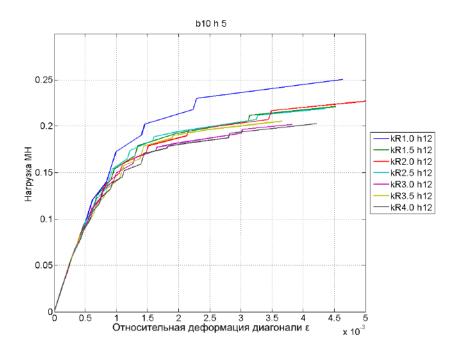


Рисунок 3.27 — График зависимости деформации диагонали бетонного слоя марки B10 и толщиной 0.05 м от нагрузки при совместной работе с кирпичными слоями толщиной 0.12 см

На рисунках 3.28 - 3.31 можно отметить бетонные слои с эквивалентной жесткостью при разной марке и толщине слоя. Все бетонные слои работают совместно с одним и тем же кирпичным слоем.

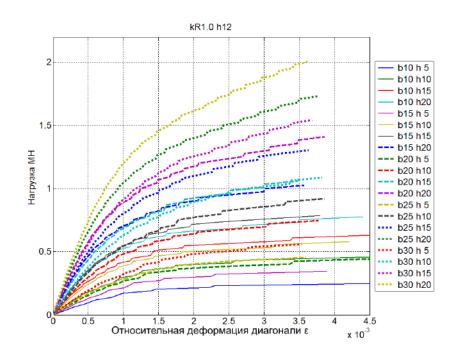


Рисунок 3.28 – Графики работы различных бетонных слоев с одинаковым кирпичным слоем

По рисунку 3.28 можно сделать вывод, что бетонные слои: B15h20, B20h15, B30h10; B10h10, B25h5; B10h20, B15h15, B20h10 при совместной работе с кирпичным слоем расчетным сопротивлением R=1 МПа и толщиной 0,12 м работают эквивалентно.

Аналогичная картина при совместной работе бетонных слоев с кирпичным слоем с расчетным сопротивлением R=2 МПа и толщиной 0,25 м (рисунок 3.29).

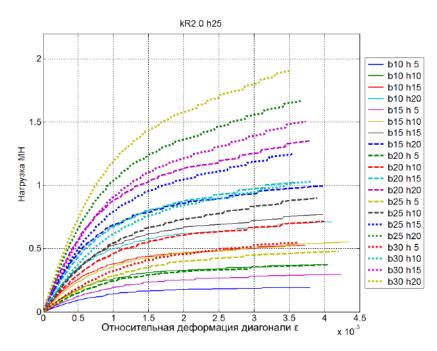


Рисунок 3.29 – Графики работы различных бетонных слоев с одинаковым кирпичным слоем.

По рисунку 3.29 можно сделать вывод, что бетонные слои B15h20, B20h15, B30h10; B10h10, B20h5;B10h15, B15h10, B30h5 при совместной работе с кирпичным слоем R=2 МПа толщиной 0,25 м работают примерно одинаково. Похожую картину мы наблюдаем и при совместной работе бетонных слоев с другими видами кирпичных слоев.

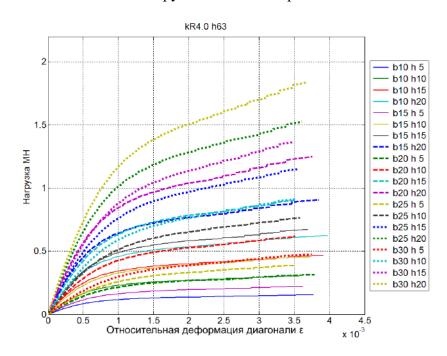


Рисунок 3.30 – Графики работы различных бетонных слоев с одинаковым кирпичным слоем

На рисунке 3.31 отдельно представлена работа эквивалентных по жесткости бетонных слоев B15h20, B20h15, B30h10.

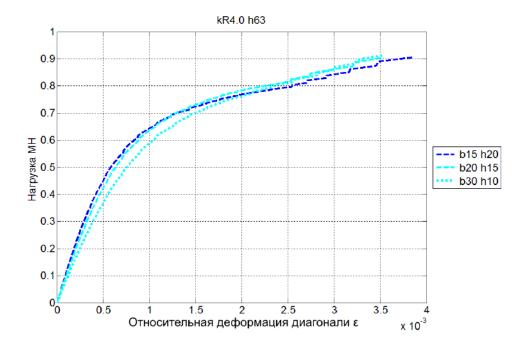


Рисунок 3.31 – Эквивалентная работа бетонных слоев B15h20, B20h15, B30h10

На рисунках 3.32 - 3.35 можно отметить кирпичные слои с эквивалентной жесткостью при разной марке и толщине слоя. Все кирпичные слои работают совместно с одним и тем же бетонным слоем.

По рисункам 3.32-3.33 можно сделать вывод, что эквивалентную диаграмму деформирования имеют следующие кирпичные слои: kR1.0 h54, kR1.5 h38, kR2.5 h25; kR2.5 h63, kR3.0 h54.

По рисунку 3.34 можно сделать вывод, что эквивалентную диаграмму деформирования имеют следующие кирпичные слои kR2.5 h63, kR3.0 h54; kR3.0 h63, kR3.5 h54.

По рисунку 3.35 можно сделать вывод, что эквивалентную диаграмму деформирования имеют следующие кирпичные слои: kR1.0 h54, kR1.5 h38, kR2.5 h25; kR1.5 h63, kR2.5 h38.

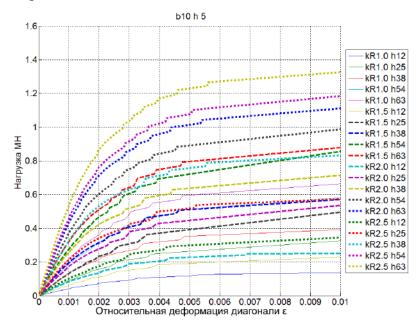


Рисунок 3.32 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

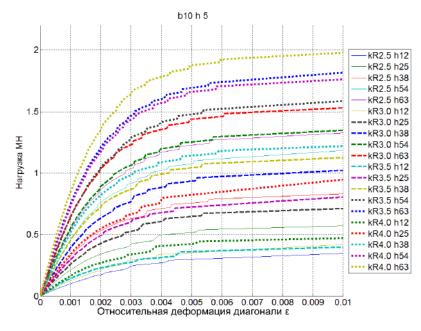


Рисунок 3.33 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

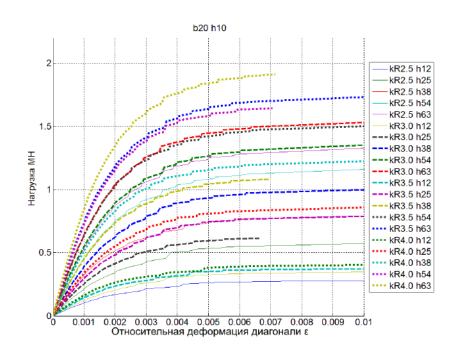


Рисунок 3.34 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

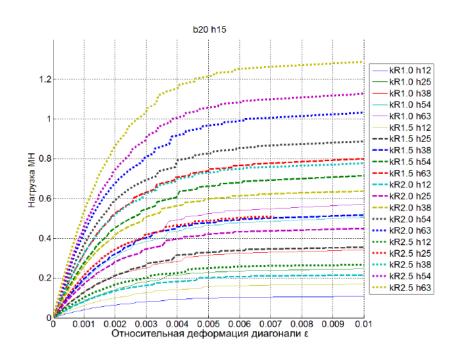


Рисунок 3.35 – Графики работы различных кирпичных слоев с одинаковым бетонным слоем

В работе предложен итерационный метод расчета многослойных стен с учетом особенностей и нелинейного характера изменения жесткостных характеристик каждого слоя на основе деформационных критериев, различных для слоев каменной кладки и бетона. Разработанная методика для расчета элементов стен на горизонтальную нагрузку, позволяет проводить совместный расчет нескольких слоев материала. По результатам расчетов,

становится возможным назначить характеристики и свойства для конечных элементов, составляющих более сложные, в том числе, пространственные расчетные модели сооружений.

Проведены расчеты и выполнен параметрический анализ различных комбинаций кирпичных и бетонных слоев фрагмента стены.

При представленном подходе к расчету многослойных стен, график зависимости «горизонтальная нагрузка — деформация диагонали» имеет ступенчатую «структуру» (рисунки 3.22-3.35). Это объясняется перераспределением доли нагрузки на каждый слой в процессе расчета и значительным влиянием кладочных слоев на деформирование железобетонного слоя в области от 0,4 до 0,8 от величины разрушающего внешнего воздействия. Параметры, отвечающие за перераспределение нагрузки, описаны в теоретической части.

Предлагаемый метод расчета стен позволяет быстро находить «эквивалентные» по жесткости кирпичные кладки для возможности усиления каменных конструкций железобетонными обоймами, аппликациями, построения конечноэлементных моделей слоистых систем. Кроме того, становится возможным учесть повышенные резервы несущей способности бетонного слоя конструкции при работе совместно с материалами кладочных слоев.

3.4 Верификации метода расчета стен на сейсмическую нагрузку

В разделе приведено сопоставление и сравнение результатов, полученных в экспериментальных исследованиях, представленных в разделе 2.4 настоящей работы и расчетным методами. Расчеты проводились по методике, описанной в разделе 3.3.

Далее приводится сравнение результатов расчетов на «перекос» для железобетонных фрагментов стен:

- для фрагментов железобетонных стен серии СБМ;
- для фрагментов железобетонных стен серии ССМ.

При расчетах предполагается что напряжения постоянны по толщине элемента.

С учетом выводов по главе 1, и [142] относительные деформации определяются в сжатой диагонали, по ним оценивается характер работы материала (упругая работа или пластическая стадия). В расчетах за основу приняты характеристики бетона марки В12.5. Принятая в расчетах диаграмма работы приведены на рисунке 3.36. КЭ-модель приведена на рисунке 3.37.

Следует отметить, что величина предельных относительных деформаций для бетона с целью исследования возможности и времени расслаивания образца принята как для существенно поврежденного образца.

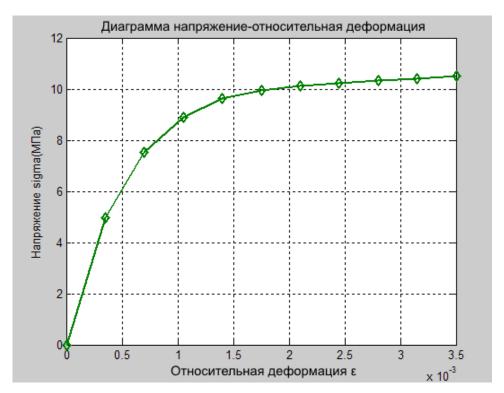


Рисунок 3.36 – Принятая диаграмма работы бетона В12.5

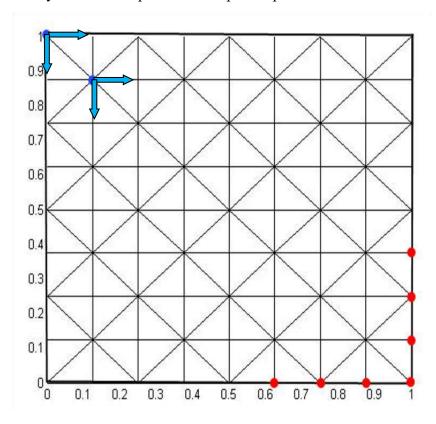


Рисунок 3.37 – КЭ модель фрагмента стены.

Красные узлы закреплены, к синим узлам – приложена нагрузка

На рисунках 3.38 — 3.43 приведены зависимости нагрузка-деформация диагонали фрагмента однослойного образца, полученные по результатам эксперимента и в процессе теоретического расчета. На рисунке 3.45 приведены результаты расчетного анализа и данные

экспериментальных исследований для многослойных образцов. Последовательность и порядок расчета приведены в главе 4 настоящей работы.

Относительная деформация є

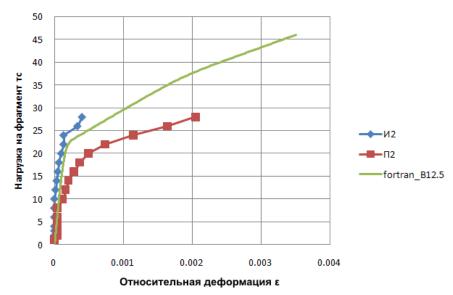


Рисунок 3.38 – Зависимость нагрузка—деформация диагонали образца ССМ-1. Теоретический расчет (fortran_B12.5) и экспериментальные данные (И2 и П2)

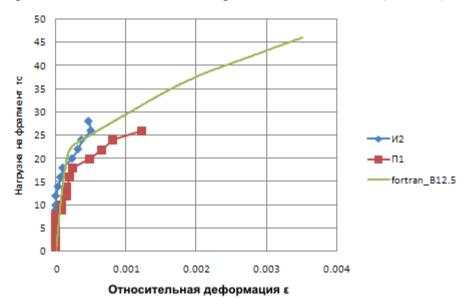


Рисунок 3.39 — Зависимость нагрузка—деформация диагонали образца ССМ-2. Теоретический расчет и экспериментальные данные.

Линия — (fortran_B12.5) – результаты теоретического расчета; Линия — (И1, И2) – результаты эксперимента по датчику типа «И»; Линия — (П1, П2) – результаты эксперимента по датчику типа «П»

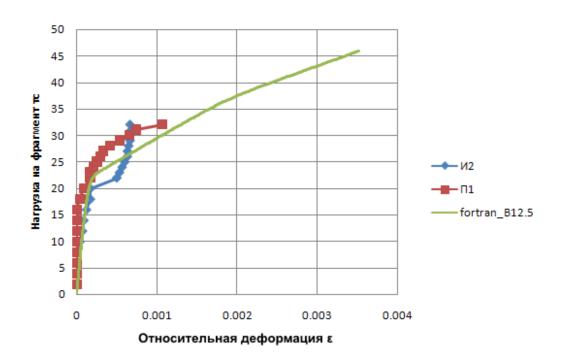


Рисунок 3.40 — Зависимость нагрузка—деформация диагонали образца ССМ-3. Теоретический расчет и экспериментальные данные

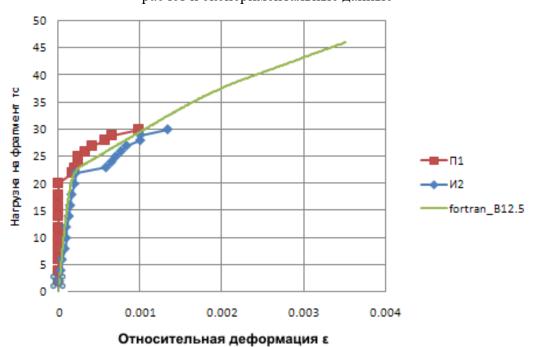


Рисунок 3.41 — Зависимость нагрузка—деформация диагонали образца СБМ-1. Теоретический расчет и экспериментальные данные

Линия — (fortran_B12.5) – результаты теоретического расчета; Линия — (И1, И2) – результаты эксперимента по датчику типа «И»; Линия — (П1, П2) – результаты эксперимента по датчику типа «П»

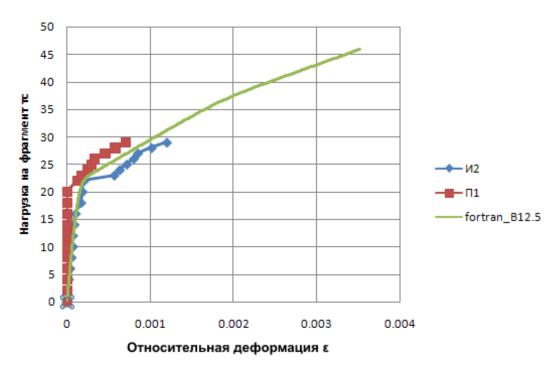


Рисунок 3.42 — Зависимость нагрузка—деформация диагонали образца СБМ-2. Теоретический расчет и экспериментальные данные

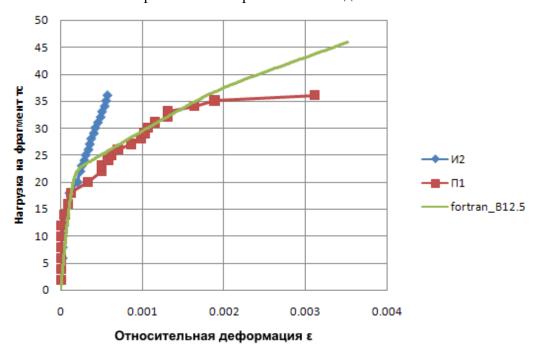


Рисунок 3.43 — Зависимость нагрузка—деформация диагонали образца СБМ-3. Теоретический расчет и экспериментальные данные.

Линия — (fortran_B12.5) – результаты теоретического расчета; Линия — (И1, И2) – результаты эксперимента по датчику типа «И»; Линия — (П1, П2) – результаты эксперимента по датчику типа «П»

На основании полученных зависимостей нагрузка - относительные деформации диагонали (рисунки 3.38 – 3.43) можно сделать вывод, что характер деформирования фрагмента

аналогичен теоретическому предположению. Некоторую разницу между экспериментальными данными и теоретической зависимостью можно объяснить рядом идеализированных допущений, принятых при моделировании и неравномерным распределением свойств материала по фрагменту. Кроме того, в результате испытаний значение деформации в момент разрушения конструкции установить было не просто за счет слабого насыщения армированием и хрупкого характера разрушения. За предельную нагрузку при испытаниях принималось значение нагрузки, предшествующее переходу системы в пластическую стадию деформирования. Кроме того с учетом особенностей задания воздействия, разрушение произошло не по диагонали образца, а рядом с ней.

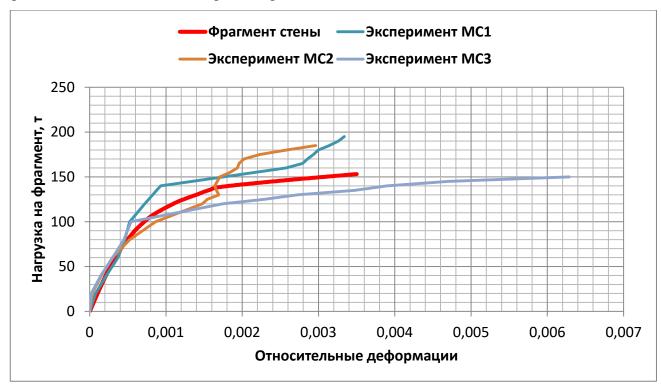


Рисунок 3.44 — Деформация диагонали фрагмента стены от горизонтальной нагрузки по результатам эксперимента (Эксперимент МС1, МС2, МС3), и расчетная диаграмма деформирования многослойного фрагмента стены. Суммирование сил проводилось при равных относительных деформациях.

В соответствии с полученными результатами, можно предполагать, что разработанная методика воспроизводит экспериментальные данные с необходимой точностью до уровня предельных относительных деформаций равных 0,0015-0,002. Учитывая, что в соответствии с [152, 153], выводами по главе 1 и главе 2, величина предельных относительных деформаций до существенного повреждения кладки составляет 0,002, методика может быть применима для моделирования поведения бетона и кладки в указанном диапазоне.

3.5 Выводы по главе 3.

- 3.5.1 В главе 3 были решены следующие из поставленных задач:
- разработан метод учета влияния кладочных слоев конструкции на общую работу слоистого элемента;
- разработана и верифицирована математическая модель многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния, учитывающая механические характеристики материалов отдельных слоев, а также условия взаимодействия материалов композита и позволяющая выполнить моделирование упругой и пластической фаз деформирования, а также разрушение при возрастающих нагрузках.
- разработана компьютерная программа, позволяющая создавать конечные элементы с различными прочностными и деформационными параметрами для использования в пространственных расчетных моделях;
- выполнены численные исследования упруго-пластического деформирования и разрушения многослойных каменно-монолитных конструкций с различным сочетанием железобетонных и каменных слоев с определением взаимовлияния отдельных слоев на степень реализации пластической фазы деформирования и уровень прочности;
- по результатам верификации расчетного метода с испытаниями однослойных и многослойных фрагментов стен, достоверность результатов подтверждается и метод может быть признан пригодным для построения расчетных зависимостей деформаций в диагоналях фрагментов от величины внешней нагрузки;
- результаты параметрического расчетного анализа фрагментов стен из материалов с различными свойствами показывают, что имеется зависимость характера деформирования отдельных слоев многослойных стен от свойств соседнего слоя. Выявлено перераспределение нагрузок между слоями, особенно заметное на поздних стадиях деформирования многослойного элемента;
- 3.5.2 При представленном подходе к расчету многослойных стен, график зависимости «горизонтальная нагрузка деформация диагонали» имеет ступенчатую «структуру» (рисунки 3.22-3.35). Это объясняется перераспределением доли нагрузки на каждый слой в процессе расчета и значительным влиянием кладочных слоев на деформирование железобетонного слоя в области от 0,4 до 0,8 от величины разрушающего внешнего воздействия.
- 3.5.3 Предложенный подход и метод расчета позволяет перейти к определению непосредственно значений параметров, определяющих предельное состояние многослойного фрагмента стен как однородного, единого материала.

Глава 4 РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИХ ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ СТЕНЫ КАМЕННО-МОНОЛИТНОГО ЗДАНИЯ КАК ЕДИНОГО КОМПОЗИТНОГО МАТЕРИАЛА.

4.1 Выбор критериев перехода элементов каменно-монолитной стены в различные напряженно-деформированные состояния

Полученные в главе 3 методы построения расчетных диаграмм деформирования элемента каменно-монолитной стены позволяют перейти к решению задачи расчета зданий с каменно-монолитными стенами с использованием пространственных моделей сооружений.

Расчеты сооружений на основные сочетания нагрузок становятся каждодневной задачей, в том числе, и с применением нелинейных моделей деформирования конструкций. Расчеты же на особые сочетания нагрузок, особенно с учетом нелинейных свойств материала, являются сложной инженерной задачей.

В настоящее время, расчет конструкций зданий на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических нагрузок ведется в соответствии с СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах». Расчеты проводятся на основе спектрального метода в статической, упругой постановке, с использованием заданных нормативных сейсмических нагрузок. Параметром, определяющим возможность конструкций воспринимать внешнее воздействие за пределами упругости, является коэффициент допускаемых повреждений К₁. Указанный коэффициент характеризует предельное состояние сооружения, в зависимости от материала и типа несущих конструкций и уровня повреждений, допускаемого в соответствии с назначением сооружения. Для целей нормирования значения К₁ принимаются по таблице. При этом, значения коэффициента допускаемых повреждений для каменно-монолитных конструкций зданий в нормах не приведены.

В соответствии с гипотезой Н. Ньюмарка, величина коэффициента допускаемых повреждений К₁ описывается следующими выражениями:

при
$$t > 0.5$$
 сек. $K_1 = 1/\mu$, (4.1)

при
$$0,1 \le t \le 0,5$$
 сек. $K_1 = 1/\sqrt{(2\mu - 1)},$ (4.2)

при t<0,1 сек.
$$K_1 = 1$$
, (4.3)

где: t – период основного тона собственных колебаний несущей системы здания;

μ - коэффициент пластичности, равный отношению деформационных характеристик (перемещения, кривизна и т.п.), соответствующих разрушающей нагрузке и упругому деформированию (для железобетонных конструкций - соответствующих разрушающей нагрузке и уровню предела текучести арматуры).

Период основного тона собственных колебаний каменных зданий вписывается, как правило, в диапазон $0,1 \le t \le 0,5$ сек., следовательно, наибольший интерес представляет зависимость (4.2).

В работах [60, 61, 62, 64, 67] предложено заменить выражение (4.2) на выражение вида:

$$K_1 = 1/(2\mu - 1), (4.4)$$

позволяющее получить величину $K_1 = 0.125$, которая установлена нормами для существенно поврежденной, не подлежащей ремонту и восстановлению конструкции. Таким образом, предложенная зависимость (4.4) соответствует физически реализующейся упругопластической работе конструкции.

Оценка величины коэффициента K_1 и критерия перехода различных слоев каменно-монолитной оболочки предполагает определение значений предельных прочностных и деформационных параметров.

Анализ выполненных физических экспериментов показывает, что предельная величина относительных полных перемещений, после которых наступает необратимое разрушение, равна: $\varepsilon_{\text{lim}} = 0.75 - 0.85\varepsilon_{\text{max}}$. [107]. Следует отметить, что объем экспериментальных исследований, выполненных для каменной кладки незначителен и для определения обоснованного значения предельных деформаций физические эксперименты необходимо продолжить. С учетом указанных обстоятельств целесообразно для дальнейших работ принять консервативное предельное значение перемещений $\varepsilon_{\text{lim}} = 0.75\varepsilon_{\text{max}}$.

В соответствии с работой [110] для анизотропных материалов (бетон, камень и т.п.), к которым предлагается отнести и каменную кладку, значение коэффициента пластичности μ может быть получено через отношение величин относительных деформаций, соответствующих полным упруго-пластическим деформациям (ϵ_{tot}) к упругим деформациям ϵ_{el}

$$\mu = \varepsilon_{\text{tot}}/\varepsilon_{\text{el}} \tag{4.5}$$

С учетом ограничений предельной величины относительных деформаций, обеспечивающих сохранность поврежденного материала (конструкции), предельная величина коэффициента пластичности для каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния будет равна:

$$\mu_{\text{lim}} = \frac{0.75\varepsilon_{\text{tot}}}{\varepsilon_{\text{el}}} = 0.75\mu_{\text{max}} \tag{4.6}$$

Тогда

$$K_1 = 1/(2\mu_{\text{lim}} - 1) \tag{4.7}$$

Относительная деформация ε_{el} соответствует уровню нагрузок 0,6-0,8 от максимальной нагрузки, а полная деформация ε_{tot} берется как полная предельная деформация бетонного деформированного слоя слоистой конструкции.

При этом, значения указанных параметров для железобетона хорошо изучены, приведены в частности, в работах [150, 174]. Параметры и механизмы пластического деформирования каменной кладки приводятся, в частности, в работах [60, 61, 62, 64, 67, 90, 148].

В работах [60, 64] установлено, что «...пластическое деформирование кладки реализуется при физически линейной работе базовых материалов — кирпича и раствора. Пластические свойства каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния определяются процессами, происходящими в узлах контактного взаимодействия кирпича и раствора в горизонтальных и вертикальных швах. К минимизации разрушений в контактной зоне приводит повышенный уровень адгезионной прочности, при котором процесс формирования локальных разрушений смещается из узлов контакта базовых материалов непосредственно в кирпич и раствор.

Детализация схем формирования разрушений по различным видам критериев прочности показывает, что важнейшим фактором, определяющим весь процесс пластической фазы деформирования каменной кладки при плоском напряженном состоянии, является механизм локальных разрушений в зоне взаимодействия кирпича и раствора в горизонтальном шве по схемам «отрыв и срез при действии растягивающих напряжений» (критерий типа 3) и «срез при действии сжимающих напряжений» (критерий типа 4) [64]».

«Анализ процессов повреждений в адгезионном слое горизонтальных швов показывает, что с увеличением адгезионной прочности формируется особый характер генерации локальных разрушений в узле взаимодействия кирпича и раствора — их объем кратно снижается. Происходит смещение процесса разрушений из узла взаимодействия кирпича и раствора в базовые материалы кладки, а такое изменение зон формирования разрушений приводит к изменению общего объема пластической фазы деформаций образца. Следовательно, высокий уровень адгезионной прочности приводит к повышению несущей способности каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния, но при этом значительно уменьшается ее пластичность [64]».

Результаты выполненных расчетов, экспериментальных исследований, выполненных автором и в работах [152, 153, 154], анализ поведения кладочных слоев каменно-монолитных стен при двухосном напряженном состоянии и повышающемся уровне нагружения приводит к выводу о справедливости и достоверности выше обозначенных заключений и наличии резервов несущей способности кладки за счет повышения адгезии и сцепления на контакте бетонного и кладочных слоев. Установлено, что данный эффект присутствует при сохранении совместности деформирования слоев.

Поэтому, третьим значимым критерием, определяющим пластические свойства и стадии напряженно-деформированного состояния каменно-монолитной стены, является предел совместности работы слоев.

Его величина, очевидно, зависит от многих параметров. Этими параметрами являются: прочность и деформативность материала кладки, бетонного слоя, насыщенность и показатели поперечного армирования, качество поверхности кладочного слоя, соблюдение технологии производства работ, температура окружающей среды.

По результатам экспериментальных исследований, выполненных в разделе 2.4, установлены прочностные параметры межслоевого сцепления. Величина его составила 1 МПа.

Анализ показывает, что достоверным деформационным критерием совместности работы слоев может являться разница относительных деформаций ε_d , равная предельной относительной деформации для слоя с наименьшим значением ε_{tot} .

В соответствии с работами [44, 104, 105, 106], показатель ε_d , с учетом предельной работы кирпичной кладки, следует принять равным 0,0015-0,0022, ε_d для кладочных слоев с учетом не повреждаемости составляет 0,0009-0,0011.

В приложении 1 приведены рекомендации, направленные, в первую очередь, на обеспечение качественного сцепления бетона и материала кладочных слоев. Выполнение этих рекомендаций позволит гарантировать надлежащую однородность конструкций, качественное заполнение межслоевого пространства, постоянство характеристик по полю стены.

4.2 Определение значений коэффициента допускаемых повреждений для расчета зданий с многослойными стенами в частотной области

В настоящем разделе приведен пример вариантов оценки напряженно-деформированного состояния конструкции. Схема определения критериев перехода элементов каменно-монолитной стены в различные напряженно-деформированные состояния $\varepsilon_{\rm el}$ и ε_{d} , а также коэффициента допускаемых повреждений K_1 приведена на рисунке 4.1.

С учетом результатов, полученных ранее в работах [89, 90, 56, 57, 60, 63, 153, 154, 155, 157], испытаний, приведенных в главе 2, результатов верификации метода расчета фрагмента многослойной стены, полученных в главе 3, установлен диапазон относительной упругой работы многослойной конструкции из бетонного и кирпичного слоев 0,6 – 0,8 от разрушающей нагрузки. Для определения значений коэффициента допускаемых повреждений предлагается три расчетных варианта. Расчетный вариант 1 предполагает начало работы конструкций в пластической стадии на уровне 0,6 от разрушающей нагрузки, расчетный вариант 2 предполагает начало работы конструкций в пластической стадии на уровне 0,8 от разрушающей

нагрузки (рисунок 4.1). Третий расчетный вариант не предполагает пластической работы конструкции и упругие деформации соответствуют предельным. Такой подход продиктован указаниями таблицы 1.1, и соответствует трем уровням допускаемой повреждаемости конструкций.

Как результат, применение такого подхода позволяет запроектировать конструкцию исходя из условий: обеспечения отсутствия повреждений (вариант 3), умеренных повреждений (вариант 2), значительных повреждений (вариант 1).

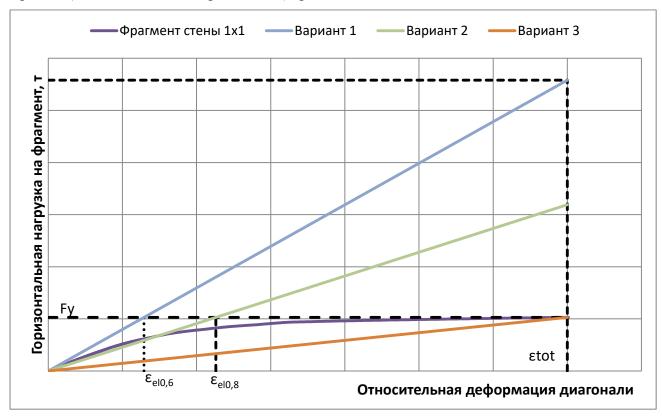


Рисунок 4.1 — Диаграмма деформирования элемента стены, моделирующего трехслойный фрагмент каменно-монолитной стены и предлагаемый метод оценки коэффициентов допускаемых повреждений в зависимости от условного материала приведенного слоя.

Соответственно:

- для расчетного варианта 1, за упругие примем относительные деформации $\varepsilon_{el0.6}$;
- для расчетного варианта 2 за упругие примем относительные деформации $\varepsilon_{el0.8}$;
- для секущей жесткости (расчетный вариант 3) относительные деформации $\varepsilon_{el} = \varepsilon_{tot}$

Для учета пластической работы материала, следует определить значения коэффициента K_1 для различных случаев моделирования напряженно-деформированного состояния конструкции.

При расчете на сейсмическое воздействие в диапазоне периодов собственных колебаний, соответствующих зданиям этажностью 5-12 этажей (T=0,1-0,5c), коэффициент K_1 принимается:

$$K_1 = \frac{1}{2\mu_{lim} - 1}.$$

Для расчетного варианта 3, применение дополнительных коэффициентов, учитывающих повреждения сооружения, не требуется. Но результатом расчета будет являться состояние конструкций, не допускающее развития пластических деформаций, что является достаточно консервативным подходом.

Таким образом, жесткость для однородного моделирующего материала соответственно для случаев 1, 2, 3 составит: $E_1I = \frac{Fy}{\varepsilon_{el1}}$; $E_2I = \frac{Fy}{\varepsilon_{el2}}$; $E_3I = \frac{Fy}{\varepsilon_{el3}}$, где I – момент инерции основания стены в плане.

По результатам анализа, выполненного в диссертационной работе, были получены значения коэффициентов допускаемых повреждений K_1 для определения сейсмических нагрузок двумя способами. При первом способе задается сформированный с использованием предложенного метода конечный элемент, деформационные характеристики которого, соответствуют рассматриваемому предельному состоянию конструкций здания (по ограничению повреждений или по обеспечению минимального уровня безопасности людей) и задается соответствующее значение коэффициента допускаемых повреждений K_1 .

При втором способе в расчетной модели задается значение секущей жесткости, соответствующее достижению особого предельного состояния конструкцией стены по прочности или устойчивости.

4.3 Результаты расчета коэффициента допускаемых повреждений K_1 для условного фрагмента трехслойной стены

Значения коэффициентов допускаемых повреждений К₁ были определены для фрагмента многослойной стены со следующими характеристиками: наружный слой кладка толщиной 120 мм, железобетон толщиной 150 мм, кирпичная кладка толщиной 240 мм, размер фрагмента 1х1м, кладка наружных слоев принята из кирпича марки М75, раствор марки М100. Класс бетона внутреннего слоя В25.

Приведенные значения относительных деформаций на диаграммах деформирования диагоналей фрагментов каменной кладки (рисунки 4.3, 4.10, 4.11), заведомо завышены сверх предельных значений для оценки момента расслаивания, если оно может возникнуть для слоев с приведенными характеристиками.

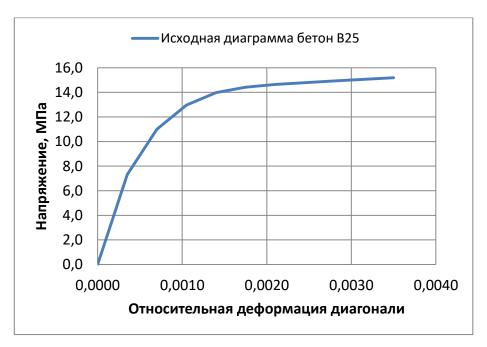


Рисунок 4.2 – Исходная диаграмма «напряжения-деформации» для бетона класса B25.

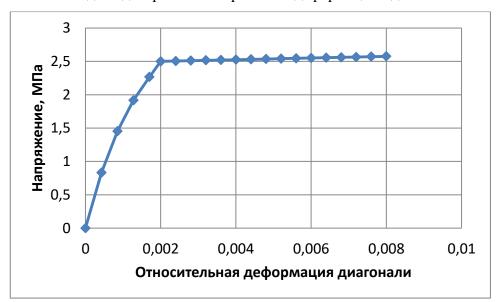


Рисунок 4.3 – Исходная диаграмма «напряжения-деформации» для кирпичной кладки с расчетным сопротивление R=1,5 МПа.

Алгоритм расчета элементов приведен в разделе 3.3. По результатам расчета получена диаграмма деформирования для многослойного конструктивного элемента стены (рисунок 4.4).

На рисунке 4.5 приведено распределение доли приращения нагрузки по каждому слою от суммарной нагрузки на фрагмент. Наглядно представлен вклад кирпичных слоев в несущую способность фрагмента стены.

C использованием результирующих зависимостей, приведенных на рисунке 4.6 становится возможным определить значения коэффициента допускаемых повреждений K_1 .

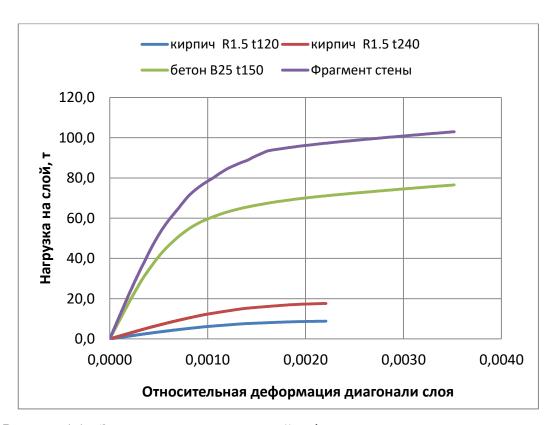


Рисунок 4.4 — Зависимость относительной деформации диагонали слоя от нагрузки на слой и суммарная диаграмма несущей способности фрагмента: синий цвет - для слоя кирпича толщиной 120 мм; красный цвет для слоя кирпича толщиной 240 мм; зеленый для слоя бетона толщиной 150 мм; фиолетовый - для фрагмента стены в целом.

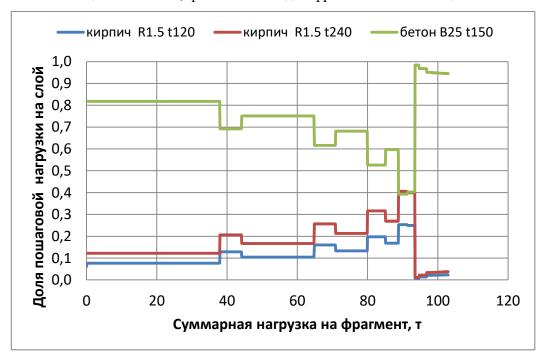


Рисунок 4.5 — Распределение доли приращения нагрузки по каждому слою от суммарной нагрузки на фрагмент. Синий — доля нагрузки на слой кирпича толщиной 120 мм; Красный — доля нагрузки на слой кирпича толщиной 240 мм; зеленый — доля нагрузки на слой бетона толщиной 150 мм.

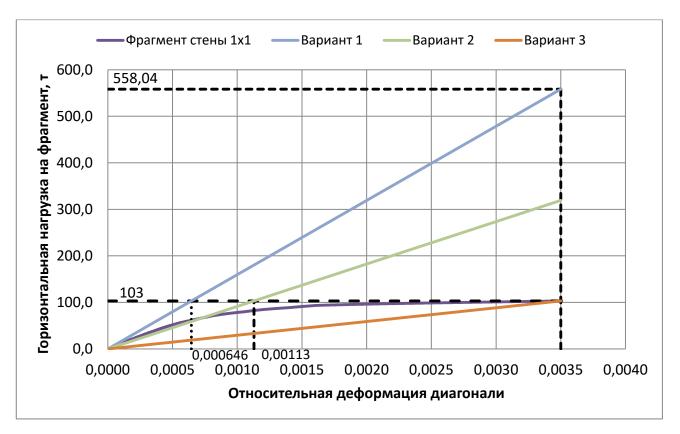


Рисунок 4.6 — Характеристики фрагмента стены. Определение коэффициента допускаемых повреждений K_1 для расчетных вариантов 1, 2, 3.

Предельное значение нагрузки, воспринимаемое сечением фрагмента стены для принятой комбинации слоев составляет 1030 Кн. Для расчетного варианта 1 величина нагрузки, соответствующая 0,6 от предельного значения нагрузки, воспринимаемой сечением фрагмента стены, составляет 618 Кн, упругая относительная деформация составит 61,8 т, соответствующее значение $\varepsilon_{el0,6} = 0,000646$.

Для расчетного варианта 2 величина нагрузки, соответствующая 0,6 от предельного значения нагрузки, воспринимаемой сечением фрагмента стены, составляет 824 Кн, упругая относительная деформация составит $\varepsilon_{el0,8}=0,00113$. Для расчетного варианта 3 упругая относительная деформация составит $\varepsilon_{el3}=0,0035=\varepsilon_{tot}$

Определим коэффициенты K_1 для вариантов многослойной конструкции. При условии, что периоды собственных колебаний сооружения находятся в наиболее распространенном диапазоне 0,1 - 0,5с:

$$K_1 = \frac{1}{2\mu_{lim} - 1}$$

Для расчетного варианта 1, значение K_1 составит:

$$\varepsilon_{el} = 0.000646$$
; $\varepsilon_{tot} = 0.0035$; $\mu_{lim} = \frac{0.75\varepsilon_{tot}}{\varepsilon_{el}} = 0.75\mu_{max} = 4.06$; $K_1 = 0.14$

Для расчетного случая 2 значение K_1 составит:

$$\varepsilon_{el} = 0.00113$$
; $\varepsilon_{tot} = 0.0035$; $\mu_{lim} = 2.323$; $K_1 = \frac{1}{2*2.323-1} = 0.27$

Жесткость приведенного материала составит соответственно для расчетных вариантов 1, 2, 3: $E_1I=956656,3$ кH; $E_2I=729203,5$ кH; $E_3I=294285,7$ кH.

Оценивая полученные значения, можно сделать выводы о достаточно высоком уровне сходимости значений коэффициентов со значениями, определенными нормативным документом СП 14.13330.

Для использования в дальнейших расчетах, целесообразно привести результаты к зависимости «напряжение — относительная деформация». Для этого необходимо назначить приведенную толщину слоя. При расчете коэффициента допускаемых повреждений и назначении модуля деформации приведенного материала по расчетным вариантам 1 - 3, приведенная толщина назначается в диапазоне 0,15 — 0,64 м. В данном примере условный материал приводим к толщине 200 мм, соответствующей обычному сечению железобетонной стены. Полученные зависимости для каждого слоя в отдельности и фрагмента в целом приведены на рисунке 4.7. При этом, исходные диаграммы деформирования кирпичных слоев совпадают, так как в обоих слоях использованы одинаковые по прочности материалы.

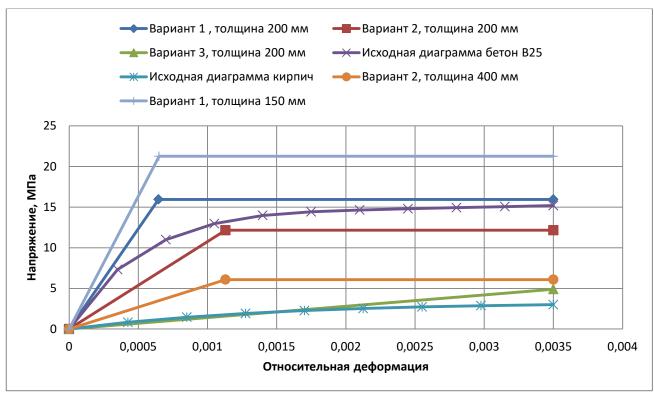


Рисунок 4.7 — Зависимости «напряжение — относительная деформация диагонали» для задания конечного элемента фрагмента в целом, с учетом назначенной приведенной толщины стены 150 мм (вариант 1), 200 мм (варианты 1, 2, 3) и 400 мм (вариант 2).

Следует учесть, что вариант 1 предполагает наименьшее значение расчетных сейсмических нагрузок. Как следствие, для этого варианта характерны минимальные расчетные

деформации (в пределах $\varepsilon_{el} = 0,0007$). При этом, параметры фонового сейсмического воздействия для всех трех случаев будут идентичны.

В реальности, рассчитанный по варианту 1 фрагмент стен получит при сейсмическом воздействии максимальные повреждения. Вариант 2 является промежуточным, а вариант 3 — максимально надежным. Нужно иметь в виду, что за счет комбинирования жесткости и коэффициента К₁ данный эффект нивелируется, и повреждения стен не будут кратны значениям предельных относительных деформаций.

4.4 Оценка возможности расслоения для условного фрагмента трехслойной стены

Для оценки влияния величины межслоевого сцепления на деформирование фрагмента многослойной стены и возможности расслоения фрагмента трехслойной стены с параметрами, приведенными в таблице 4.1, были рассмотрены и рассчитаны фрагменты трехслойных стен, с размерами 1×1 м.

Таблица 4.1. Параметры фрагментов стен для оценки межслоевого сцепления

	Параметры кладки		Параметры		Параметры кладки	
№ фрагмента	кирпичного слоя		бетонного слоя		кирпичного слоя	
	Расчетное	Толщина,	Класс	Толщина,	Расчетное	Толщина,
	сопротивление	MM	бетона	MM	сопротивление	MM
	сжатию, МПа				сжатию, МПа	
1	1,5	120	B25	150	1.5	240
2	4.0	120	B25	150	1.5	240

Фрагмент №1 соответствует рассмотренному в разделе 4.3 примеру со следующими характеристиками:

- наружный слой кладка толщиной 120 мм, внутренний толщиной 240 мм, из кирпича марки M75, раствор марки M100.
 - железобетон толщиной 150 мм. Класс бетона внутреннего слоя В25.

Фрагмент №2, рассматриваемый в настоящем разделе, имеет следующие характеристики:

- кирпичная кладка толщиной 120 мм из кирпича марки M75, раствор марки M100. Расчетное сопротивление кладки 1.5 МПа;
 - железобетон толщиной 150 мм. Класс бетона В25;
- кирпичная кладка толщиной 240 мм из кирпича марки M300, раствор марки M200. Расчетное сопротивление кладки 3.9 МПа.

Оценка расслоения производится по результатам анализа зависимости относительной деформаций диагонали соответствующего слоя от величины суммарной нагрузки на фрагмент.

Диаграммы, приведенные на рисунках 4.8 и 4.13, позволяют выполнить оценку совместности работы слоев и значение внешней нагрузки, при котором условие не выполняется. В данном примере, предельная разница между относительными деформациями диагоналей смежных слоев, принятая в качестве соответствующего критерия в разделе 4.1, составляет $\varepsilon_d = 0,002$,.

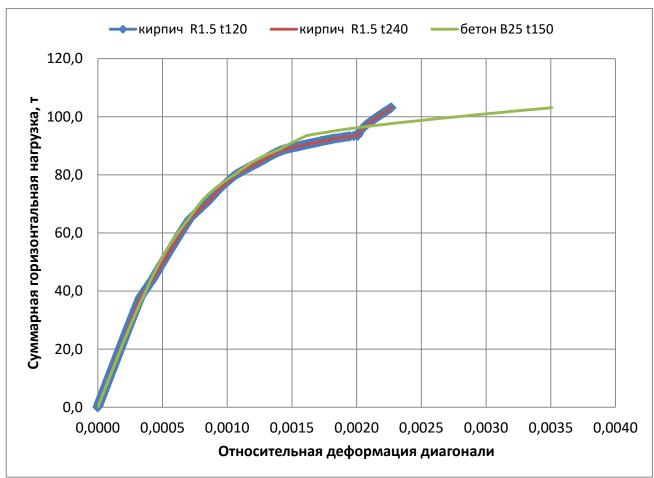


Рисунок 4.8 – Зависимость относительной деформаций диагонали соответствующего слоя от суммарной нагрузки на фрагмент №1. Различия между относительными деформациями слоев составляют 0,00125, что не превышает установленного критерия расслаивания 0,002.

Алгоритм построения диаграммы зависимости относительной деформаций диагонали соответствующего слоя от суммарной нагрузки для фрагмента 1 и фрагмента 2 аналогичен, и подробно рассмотрен в разделах 3.3 и 4.3. Исходные диаграммы для материала слоев приведены на рисунках 4.10-4.12.

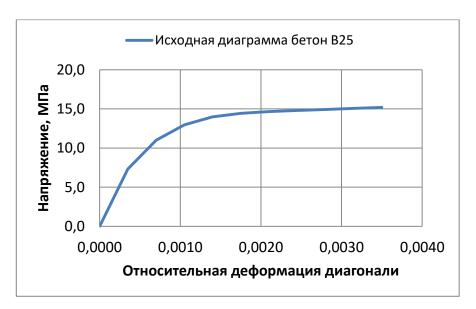


Рисунок 4.9 — Диаграмма «напряжения-относительная деформация диагонали» для бетона класса B25.

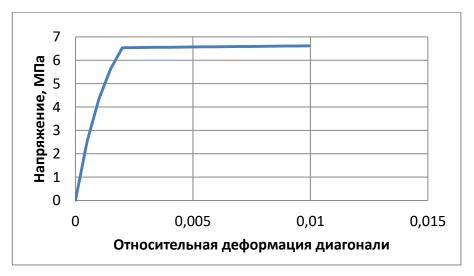


Рисунок 4.10 – Исходная диаграмма «напряжения-деформации» для кирпичной кладки с расчетным сопротивление R=3,9 МПа.



Рисунок 4.11 – Исходная диаграмма «напряжения-деформации» для кирпичной кладки с расчетным сопротивление R=1,5 МПа.

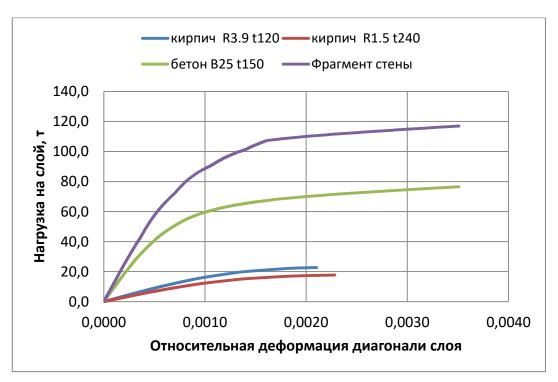


Рисунок 4.12 — Зависимость горизонтальной нагрузки на и относительной деформации диагонали: Синий горизонтальная нагрузка на слой — относительная деформация для слоя кирпича толщиной 120 мм; Красный горизонтальная нагрузка на слой — относительная деформация для слоя кирпича толщиной 240 мм; Зеленый горизонтальная нагрузка на слой — относительная деформация для слоя бетона толщиной 150 мм; Фиолетовый суммарная горизонтальная нагрузка — относительная деформация для фрагмента стены №2.

На рисунке 4.13 приведена результирующая диаграмма зависимости «нагрузкаотносительные деформации» для фрагмента №2 и на его соответствующие слои.

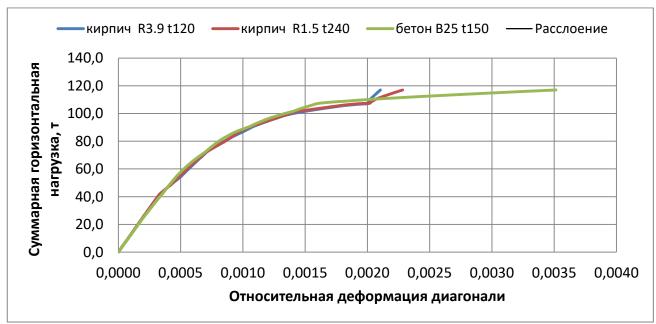


Рисунок 4.13 — Зависимость суммарной горизонтальной нагрузки на фрагмент №2 от деформаций диагонали текущего слоя.

Зависимость суммарной горизонтальной нагрузки на фрагмент №2 от деформаций диагонали текущего слоя приведена на рисунке 4.14. Момент расслоения конструкции, как и в случае с фрагментом № 1, не зафиксирован. Различия в относительных деформациях их диагоналей ε_d не достигли предельного допустимого значения 0.002. При этом, достигнуты предельные относительные деформации ε_{tot} для бетонного слоя и кирпичных слоев. Процесс пошагового, постепенного перераспределения нагрузки между слоями отчетливо виден на рисунке 4.14.

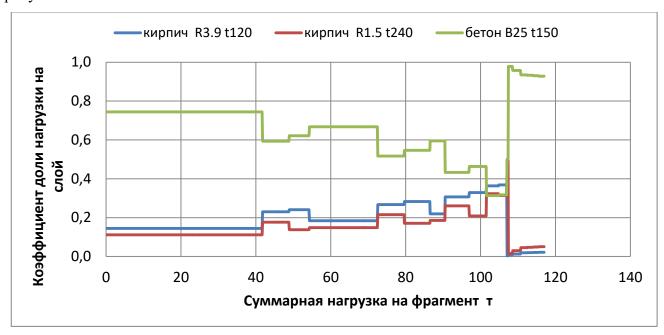


Рисунок 4.14 — Зависимость суммарной горизонтальной нагрузки на фрагмент №2 от деформаций диагонали текущего слоя.

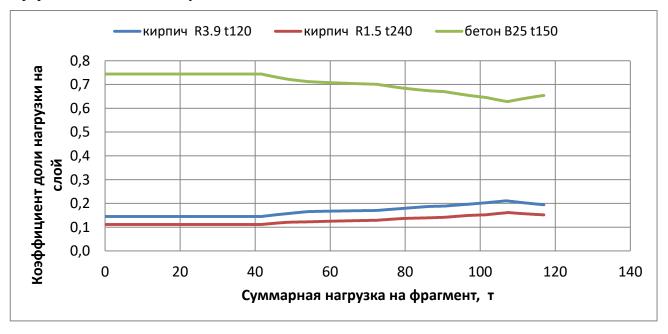


Рисунок 4.15 — Зависимость суммарной горизонтальной нагрузки на фрагмент №2 от деформаций диагонали текущего слоя.

4.5 Выводы по главе 4.

- 4.5.1 В главе 4 были решены следующие из поставленных по результатам анализа, выполненного в главе 1 настоящей работы задач:
- определены пластические характеристики многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния;
- обоснованы параметры предельных состояний многослойных каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий.
- 4.5.2 В работе подтвержден тот факт, что характер деформирования кирпичных слоев многослойных стен существенно отличается от деформирования однослойных стен из кирпича. Полученные значения предельных относительных деформаций позволяют сделать вывод о практически двукратном увеличении этих показателей.
- 4.5.3 С учетом результатов, полученных ранее в работах [89, 90, 56, 57, 60, 63, 153, 154, 155, 157], испытаний, приведенных в главе 2, результатов верификации метода расчета фрагмента многослойной стены, полученных в главе 3, установлен диапазон относительной упругой работы многослойной конструкции из бетонного и кирпичного слоев 0,6 0,8 от разрушающей нагрузки.
- 4.5.4 В главе 4 предложены подходы, необходимые для определения значений коэффициента допускаемых повреждений K_1 для многослойного конструктивного решения каменно-монолитных стен. Предложенный метод позволяет рассчитать значение коэффициента для любой комбинации слоев многослойного элемента.
- 4.5.5 Расчетным способом с использованием разработанного в предыдущих главах метода, получены значения коэффициента К₁ для однородного материала, отражающего особенности деформирования многослойной каменно-монолитной стены и соответствующие трем уровням допускаемых повреждений, регламентируемых нормами [147]. Уровни допускаемых повреждений соответствуют значительным, умеренным повреждениям и отсутствию повреждений.
- 4.5.6 Предложен метод комбинирования значений коэффициента K_1 со значением начальной жесткости элемента стены. Метод позволяет компенсировать различия в величинах получаемых сейсмических нагрузок и учесть резервы несущей способности материалов за пределом их упругой работы.
- 4.5.7 Результаты расчетов фрагментов многослойных стен показывают, что вклад кирпичных слоев в работу многослойного фрагмента весьма существенен, величина воспринимаемой ими общей внешней нагрузки составляет 10-30%.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

- 1. Актуальность работы обусловлена решением проблемы повышения надежности сейсмостойких зданий с несущими многослойными каменно-монолитными конструкциями за счет научного обоснования критериев предельных состояний таких конструкций при различных механических характеристиках отдельных слоев с учетом их взаимовлияния и взаимодействия, основанием решения которой являются выполненные экспериментально-теоретические исследования.
- 2. Результаты экспериментальных исследований, параметрического и численного анализа позволяют заключить наличие значительного эффекта от учета влияния каменных слоев на несущую способность многослойной конструкции. По результатам исследований установлены деформационные характеристики многослойных каменно-монолитных конструкций, включая упругую и пластическую фазы, а также значения прочности с учетом различных характеристик отдельных слоев.
- 3. Разработана и верифицирована математическая модель многослойной каменномонолитной конструкции, учитывающая экспериментально установленные особенности как отдельных слоев, так и многослойной конструкции в целом в условиях двухосного напряженного состояния. На основании результатов проведенных исследований сделан вывод, что при совместной работе бетонного и кирпичного слоя, бетонный слой работает наиболее эффективно в паре с менее жестким кирпичным слоем, но воспринимаемая при этом нагрузка на 10-30% меньше, чем для стен с прочными кирпичными слоями.
- 4. Предложенный метод расчета каменно-монолитных стен позволяет быстро находить «эквивалентные» по несущей способности слои бетона для возможных усилений конструкции. Кроме того, метод позволяет учесть повышенные резервы несущей способности бетонного слоя конструкции при работе совместно с материалами кладочных слоев с различными параметрами. При представленном в работе подходе к расчету многослойных стен, график зависимости «горизонтальная нагрузка деформация диагонали» имеет ступенчатую «структуру». Это иллюстрирует перераспределение доли нагрузки на каждый слой в процессе расчета с использованием предложенного метода.
- 5. Выполненное сопоставление показало, что предлагаемый метод моделирования конструкций слоистых стен в целом более универсален, чем существующие на сегодня, позволяет выполнить пространственный расчет и получить расчетные значения армирования бетонных слоев автоматизировано, в программном режиме. Предлагаемый метод дает возможность расчета несущей способности стен из кладки низких марок и усиленных торкретбетоном каменных конструкций.

- 6. В работе выполнены численные исследования упруго-пластического деформирования и разрушения моделей-фрагментов многослойных каменно-монолитных стен в условиях двухосного напряженного состояния. Результаты численных исследований имеют, в целом, хорошую корреляцию с результатами физических экспериментов, выполненных автором. Корреляция наблюдается как по величине несущей способности, так и по схеме деформирования в условиях двухосного напряженного состояния.
- 7. По результатам исследования впервые установлено, что пластическое деформирование многослойных каменно-монолитных конструкций в условиях двухосного напряженного состояния может быть представлено с позиций динамического поведения как кладки, так и железобетонного стенового элемента, существенно повышающего монолитность кладки, и устраняющего влияние величины нормального сцепления на несущую способность многослойной стены.
 - 8. В работе получены новые результаты, в соответствии с которыми установлены:
- характер процессов деформирования, включая упругую и пластическую фазы, и разрушения образцов;
- механизм формирования пластических деформаций, который определяется процессами взаимовлияния и взаимодействия отдельных слоев многослойной конструкции вплоть до момента их разрушения;
- степень влияния на процесс упругопластического деформирования, включая величину пластической фазы, характеристик отдельных слоев и параметров их взаимодействия;
- научно обоснованные характеристики (коэффициенты) пластичности многослойных каменно-монолитных конструкций для условий двухосного напряженного состояния и связь параметров пластичности с характеристиками отдельных слоев;
- научно обоснованные характеристики предельных состояний (коэффициенты допускаемых повреждений K_I) для многослойных каменно-монолитных конструкций сейсмостойких зданий при различных механических характеристиках отдельных слоев. Полученные значения K_1 =0,14 для случая допущения значительных повреждений и K_1 =0,27 для умеренных повреждений при сейсмическом воздействии позволяют реализовать потенциал каменной кладки в многослойной стеновой системе и выполнять расчеты с использованием нормативных подходов спектральным методом.

Перспективы дальнейшей разработки темы.

Представляет практический интерес параметрический анализ значений сейсмических нагрузок с учетом различного конструктивного решения каменно-монолитных стен здания в частности, при изучении особенностей поведения кладок из различных блоков, усиленных кладок, легких и поризованных бетонов как материала внутреннего слоя.

<u>Основные положения диссертации изложены в журналах, включенных в перечень</u> <u>ВАК:</u>

- Бубис А.А. Верификация методики расчета фрагментов стен на сейсмическую нагрузку/ Бубис А.А.// Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2015. № 6. С. 21-27.
- 2. Бубис А.А. Математическое моделирование многослойных стен /Бубис А.А. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2015. № 6.С 27-33.
- 3. *Бубис А.А.* Динамические испытания фрагмента с применением конструктивного решения стен из газобетонных блоков / *Бубис А.А.*, *Петросян А.Е.*, *Петряшев Н.О.*, *Петряшев С.О.*, *Поляков В.С.* // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2015. № 2. С. 15-28.
- 4. *Бубис А.А.* Обеспечение комплексной сейсмобезопасности территории РФ в рамках федеральной целевой программы «Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Российской Федерации на 2009-2014 годы» / *Смирнов В.И., Бубис А.А., Сушков П.А., Воронцова Н.Ю.* // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2012. № 3. С. 58-61.
- 5. *Бубис А.А.* Методика расчета зданий на сейсмическое воздействие с системой сейсмоизоляции / *Смирнов В.И., Бубис А.А., Юн А.Я., Петряшев С.О., Петряшев Н.О.* // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 3. С. 17-20.
- 6. *Бубис А.А.* Критерии оценки дефицита сейсмостойкости существующих зданий и сооружений в рамках федеральной целевой программы / *Смирнов В.И., Бубис А.А., Сушков П.А., Воронцова Н.Ю.* // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2012. № 4. С. 20-24.
- 7. *Бубис А.А.* Проект изменений и дополнений к тексту нормативного документа СП 14.1333.2014 "Строительство в сейсмических районах. СНИП II-7-81*" (первая редакция) /Айзенберг Я.М., Бубис А.А., Гусев Б.В. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.2016 № 4.С.12-25.
- 8. *Бубис А.А.* Метод расчета многослойных каменно-монолитных стен с учетом работы всех слоев конструкции, в том числе, на сейсмическую нагрузку // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. № 1. С. 47-54.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1. Аграновский, В.Д. О расчете прочности железобетонных перемычек и стен на поперечную силу / В.Д. Аграновский // Монолитное домостроение. М.: ЦНИИЭПжилища, 1982. С. 51-57.
- 2. Айзенберг, Я.М. Сейсмическое воздействие на механическую систему с изменяющимися параметрами / Я.М. Айзенберг // Труды ИФЗ АН СССР. М.: Наука, 1965. \mathbb{N} 10. С. 13-18.
- 3. Айзенберг, Я.М. Генерирование ансамбля расчетных акселерограмм квазиземлетрясений / Я.М. Айзенберг, С.В. Ульянов // Труды III Европейского симпозиума по сейсмостойкому стр-ву. София: Изд-во АН БНР, 1970. С. 214-220.
- 4. Айзенберг, Я.М. Метод оптимизации параметров здания при ограничении максимальных сейсмических перемещений нижнего этажа / Я.М. Айзенберг, В.К. Папелишвили // Сейсмостойкое строительство: реф. сб. М.: ЦИНИС, 1974. Вып. 5. С. 7-13.
- 5. Айзенберг, Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов / Я.М. Айзенберг М.: Стройиздат, 1976. 229 с.
- 6. Айзенберг, Я.М. Динамические испытания системы с выключающимися связями и упорами-ограничителями / Я.М. Айзенберг, М.М. Деглина // Сейсмостойкое строительство: реф. сб. М.: ЦИНИС, 1977. Вып. 1. С. 18-22.
- 7. Айзенберг, Я.М. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружения / Я.М. Айзенберг [и др.]. М.: Наука, 1978. 248 с.
- 8. Айзенберг, Я.М. Регулирование сейсмической реакцией сооружений с деградирующей жесткостью путем регулирования их спектров состояний / Я.М. Айзенберг, В.И. Смирнов // Сейсмостойкое строительство: реф. сб. М.: ВНИИИС, 1981. Вып. 10. С. 14-19.
- 9. Айзенберг, Я.М. Новые системы сейсмической защиты зданий на БАМ / Я.М. Айзенберг, М.М. Деглина, В.И. Смирнов // III Всесоюзная конференция по проблемам хозяйственного освоения зоны БАМ. М., 1981. С. 50-52.
- 10. Айзенберг, Я.М. Анализ сейсмической реакции нелинейных систем с изменяющимися в процессе разрушения параметрами / Я.М. Айзенберг // Сейсмостойкость зданий и сооружений. М.: Стройиздат, 1970. Вып 14. С. 59-72.
- 11. Айзенберг, Я.М. Сейсмическое районирование и сейсмостойкое строительство (методы, практика, перспективы) / Я.М. Айзенберг [и др.]; под ред. Е.В. Басина. М.: ГУП ЦПП, 1998. 259 с.
- 12. Айзенберг, Я.М. Сейсмостойкий дом с многослойными энергосберегающими стенами / Я.М. Айзенберг, В.И. Смирнов, Н.П. Пивник // II национальная конференция по

- сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 14-17 октября 1997 г.): тез. локл. С. 67.
- 13. Айзенберг, Я.М. Разработка алгоритмов и компьютерных программ по расчету на сейсмические нагрузки комбинированных стен с применением недорогих местных строительных материалов / Я. М. Айзенберг [и др.]. М.: АОЗТ «Хопер», 1994. 30 с.
- 14. Айзенберг, Я.М. Высокосейсмостойкие здания с эффективными трехслойными и многослойными стенами / Я.М. Айзенберг, В.И. Смирнов // БСТ. − 1999. − № 9. − С. 31-33.
- 15. Айзенберг, Я.М. Управление механизмом развития неупругих деформаций и повреждений конструкций для железобетонных монолитных зданий / Я.М. Айзенберг, А.Д. Дугричилов // Науч.-техн. конф. «Проблемы комплексной застройки южного берега Крыма»: тез. докл. Симферополь: филиал ДИСИ, 1988.
- 16. Айзенберг, Я.М. О критериях оптимального проектирования и параметрах предельных состояний сооружений при расчетах на сейсмические воздействия / Я.М. Айзенберг, Л.Ш. Килимник // СМиРС. -1970. -№ 6. C. 40-44.
- 17. Айзенберг, Я.М. Управление механизмом неупругих деформаций и повреждений конструкций при сейсмическом воздействии / Я.М. Айзенберг // СМиРС. 1986. №1. С. 1-8.
- 18. Айзенберг, Я.М. Материалы и конструкции для повышения сейсмостойкости зданий и сооружений. / Я.М. Айзенберг, Х.Н. Мажиев, Д.К.-С. Батаев, М.М. Батдалов, С.-А.Ю Муртазаев М., Комтех-Принт, 2009. 447 с.
- 19. Андреев, О.О. Уроки землетрясения. Общие выводы [Текст] / О.О. Андреев, В.И. Ойзерман // Карпатское землетрясение 1986 г.; под редакцией А.В. Друмя, Н.В. Шебалина, Н.Н. Складнева, С.С. Графова, В.И. Ойзермана. Кишинев, 1990. С. 323-325.
- 20. Андреев, О.О. Уроки землетрясения. Предложения для учета в нормативных документах [Текст] / О.О. Андреев, В.И. Ойзерман // Карпатское землетрясение 1986 г.; под редакцией А.В. Друмя, Н.В. Шебалина, Н.Н. Складнева, С.С. Графова, В.И. Ойзермана. Кишинев, 1990. С. 325-329.
- 21. Андреев, С.А. Каменные конструкции: учебное пособие для студентов строительных вузов [Текст] / С.А. Андреев. М.: Изд-во НАРКОМХОЗа, 1948. 216 с.
- 22. Андреев, С.А. Проектирование и расчет каменных и армокаменных конструкций [Текст] / С.А. Андреев. М.: Изд-во НАРКОМХОЗа, 1941. 164 с.
- 23. Ашкинадзе, Г.Н. Исследование нелинейного деформирования крупнопанельных зданий при интенсивных колебаниях: дис. канд. тех. наук: 05.23.01 /Г.Н. Ашкинадзе М., 1976. 183 с.

- 24. Ашкинадзе, Г.Н. Исследование резонансных режимов многомассовых систем в линейной и нелинейной стадиях / Г.Н. Ашкинадзе // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. М: ЦНИИЭП жилища, 1974. 193 с.
- 25. Ашкинадзе, Г.Н. Решение задач о колебаниях многомассовых нелинейных систем гистерезисного типа с помощью ЭВМ / Г.Н. Ашкинадзе, Н.А. Лебединский, В.С. Решетников // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. М.: ЦНИИЭП жилища, 1974. 193 с.
- 26. Ашкинадзе, Г.Н. Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследования и основы проектирования / Ашкинадзе Г.Н., А. Скарпас [и др.]. М.: Стройиздат, 1988. 504 с.
- 27. Ашкинадзе, Г.Н. О нелинейном деформировании конструкций крупнопанельных зданий при интенсивных колебаниях / Г.Н. Ашкинадзе // Жилищное строительство. 1977. № 7. С. 6-7.
- 28. Балдин, В.А. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям [Текст] / В.А. Балдин, И.И. Гольденблат, В.М. Коченов, М.Я Пильдиш, К.Э. Таль; под общей ред. д-ра техн. наук проф. В.М. Келдыша. Л.: Госстройиздат, 1951. 271 с.
- 29. Баранова, Т.И. Модель сопротивления стандартных кирпичных призм при сжатии [Текст] / Т.И. Баранова, Н.Н. Ласьков, Д.В. Артюшин // Вестник волжского регионального отделения РААСН. Вып 5. Н.Новгород, 2002. С. 93-97.
- 30. Баранова, Т.И. Основы сопротивления стен из каменной кладки совместному действию вертикальных и горизонтальных сил: Моногр. [Текст] / Т.И. Баранова, Н.Н. Ласьков, Д.В. Артюшин // М., 2000. 92 с. Деп. во ВНИИНТПИ, № 11782.
- 31. Баранова, Т.И. Совершенствование методов расчета прочности и конструирования кирпичных и армокирпичных стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил на основе расчетных моделей: Моногр. [Текст] / Т.И. Баранова, А.В. Туманов, Н.Н. Ласьков // М., 2000. − 92 с. − Деп. во ВНИИНТПИ, № 11816
- 32. Баранова, Т.И. Сопротивление стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил [Текст] / Т.И. Баранова, Н.Н. Ласьков, Д.В. Артюшин // БСТ / РААСН М., 1999. №9 С. 17-18.
- 33. Баранова, Т.И. Сопротивление стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил [Текст] / Т.И. Баранова, Н.Н. Ласьков, Д.В. Артюшин // Бюллетень строительной техники. 1999. №9.- С. 17-18.
- 34. Батаев, Д.К.-С. Влияние процента армирования на ползучесть мелкозернистого ячеистого бетона / Д.К.-С. Батаев, Х.Н. Мажиев, М.А. Газиев, Х.В. Домбиев // Труды КНИИ РАН. Выпуск № 7. Грозный, 2014. 314 с., 40 с.

- 35. Борджес, Дж. Ф. Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов / Дж.Ф. Борджес, А. Равара; пер. с англ.; под ред. С. В. Полякова. М.: Стройиздат, 1978. 135 с.
- 36. Береговой, А.М. Ограждающие конструкции с повышенными теплозащитными качествами / А.М. Береговой. Пенза, 1995. 315 с.
- 37. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции / В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин М.: Высш. школа, 1987. 384 с.
- 38. Брусенцов, Г.Н. Сопротивление диафрагм жесткости из каменной кладки совместному движению вертикальной и горизонтальной нагрузок / Г.Н. Брусенцов, Н.Н. Ласьков // Строительная механика и расчет сооружений. 1987. № 5. С. 57-69.
- 39. Воронов, А.Н. К построению зависимостей между напряжениями и деформациями для каменной кладки при плоском напряженном состоянии / А.Н. Воронов // Исследования по строительным конструкциям: сб. науч. тр. ЦНИИСК. М., 1984. С. 64-70.
- 40. Вопросы инженерной сейсмологии // Сейсмическое движение грунта. М.: Наука, 1970. Вып. 13. 203 с.
- 41. Гихман, И.И. Введение в теорию случайных процессов / И.И. Гихман, А.В. Скороход. М.: Наука, 1965. 656 с.
- 42. Гениев, Г.А. О критериях прочности ортотропного материала типа каменной кладки при плоском напряженном состоянии / Г.А. Гениев, А.Н. Воронов // Исследования и методы расчета строительных конструкций: сб. науч. тр. ЦНИИСК. М., 1985. С. 94-101.
- 43. Гольденблат, И.И. Модели сейсмостойких сооружений / И.И. Гольденблат [и др.]. М: Наука, 1979. 252 с.
- 44. Голышев, А.Б. Проектирование железобетонных конструкций: справочное пособие / Голышев А.Б. [и др.]. Киев: Будивельник, 1985. 496 с.
- 45. ГОСТ 24211-2008 Добавки для бетонов и строительных растворов. Общие технические условия, М, 2008.
- 46. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. -М: Стандартинформ, 2015. 14 с.
- 47. Дарбинян, С.С. О спектре перемещений при расчете сооружений на сейсмостойкость с учетом пластического деформирования / С.С. Дарбинян // Известия АН Арм. ССР. 1966. № 6. С. 11-21.
- 48. Демин, Э.В. Последствия землетрясений на территории Республики Бурятия $(1957-1995\ \mbox{гг.})$ / Э.В. Демин, Г.И. Татьков. Улан-Удэ, $1996.-126\ \mbox{c}$.

- 49. Дугричилов, А.Д. Регулирование развития неупругих деформаций и повреждений железобетонных монолитных диафрагм с проемами для повышения их сейсмостойкости: дис. канд. тех. наук: 05.23.01/ А.Д. Дугричилов. М., 1990. 176 с.
- 50. Жаров, А.М. Реакция сооружения на нестационарное сейсмическое воздействие / А.М. Жаров // Строительная механика и расчет сооружений. 1964. № 6. С. 37-41.
- 51. Завриев, К.С. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений / К.С Завриев [и др.]. М.: Стройиздат, 1970. 224 с.
- 52. Заключение Государственной комиссии о качестве проектирования и строительства жилых и общественных зданий массовых серий в северных районах Армянской ССР, причины их разрушения и предложения по совершенствованию практики проектирования и строительства в районах с повышенной сейсмичностью [Текст]. М., 1989. 99 с.
 - 53. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике / М., Мир, 1975. 544 с.
- 54. Ивенко, В.Г. Исследование напряженно-деформированного состояния стен из каменной кладки при сейсмических воздействиях: дис. канд. техн. наук: 05.23.17 / В.Г. Ивенко. М., 1978. 167с.
- 55. Измайлов, Ю.В. Сейсмостойкие монолитные здания / Ю.В. Измайлов. Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1989. 290 с.
- 56. Кабанцев, О.В. Влияние уровня нормального сцепления на процесс пластического деформирования каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния [Текст] / О.В. Кабанцев, Э.С. Усеинов // Вестник Томского государственного архитектурностроительного университета. 2015. №4. С.78-89.
- 57. Кабанцев, О.В. Деформационные свойства каменной кладки как разномодульной кусочно-однородной среды [Текст] / О.В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. №4. С. 36-40.
- 58. Кабанцев, О.В. Дискретная модель каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния [Текст] / О.В. Кабанцев // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. №4. С.113-134.
- 59. Кабанцев, О.В. Инженерная методика расчета сейсмоусиления каменных конструкций односторонними железобетонными аппликациями из торкрет- и набрызгбетона / О.В. Кабанцев, Тонких Г.П., Симаков О.А. // Железобетонные конструкции: исследования, проектирование, методика преподавания. Сборник докладов Международной научнопрактической конференции, посвященной 100-летию со дня рождения В.Н. Байкова. Москва, МГСУ, 2012. С. 401-408.

- 60. Кабанцев, О.В. Критерии предельных состояний каменных конструкций сейсмостойких зданий / О.В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.
 2016. №2. С. 29-39.
- 61. Кабанцев, О.В. Метод расчета многоэтажных зданий с учетом процесса изменения расчетной схемы при различных режимах работы / О.В. Кабанцев // Вестник МГСУ. 2013. N010. С. 43-51.
- 62. Кабанцев, О.В. Моделирование упруго-пластического деформирования каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О.В. Кабанцев, А.Г. Тамразян // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2015. ISSUE 11. vol. 3. Pp. 87-100.
- 63. Кабанцев, О.В. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений К1 сейсмостойких конструкций [Текст] / О.В. Кабанцев, Э.С. Усеинов, Ш. Шарипов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. Томск.: 2016 г. №2. С 117-129.
- 64. Кабанцев, О.В. Пластическое деформирование и разрушение каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния / О.В. Кабанцев // Вестник МГСУ. 2016. №2. С. 34-48.
- 65. Кабанцев, О.В. Структурный анализ процесса пластического деформирования и разрушения каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния [Текст] / О.В. Кабанцев // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2015. ISSUE 3. vol. 11(4). Pp. 36-51.
- 66. Кабанцев, О.В. Частные критерии прочности каменной кладки для анализа упруго-пластического деформирования [Текст] / О.В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. N = 3. C. 36-41.
- 67. Кабанцев, О.В. Учет изменения жесткостей элементов в процессе монтажа и эксплуатации / О.В. Кабанцев, А.В. Перельмутер // Инженерно-строительный журнал. 2015. №5. С. 6-14.
- 68. Камейко, В.А. Экспериментальные исследования прочности армированных кирпичных столбов [Текст] / В.А. Камейко // Исследования по каменным конструкциям. М.:Стройиздат, 1949. С. 157-191.
- 69. Карпенко Н.И., Розенберг М.Я. Критерии прочности железобетонных стеновых панелей с трещинами по бетону. // Железобетонные конструкции сельских зданий. Сб. научных трудов ЦНИИЭП сельстроя, Москва, 1985г.
- 70. Карпатское землетрясение 1986 г. / Под ред. А.В. Друмя [и др.]. Кишинев: Штиинца, 1990. 333 с.

- 71. Кириков, Б.А. Сейсмостойкость древних сооружений / Б.А. Кириков. М.: Наука, 1992. 136 с.
- 72. Коноводченко В.И. Исследование сейсмостойкости кирпичной кладки и виброкирпичных панелей. В сб. Сейсмостойкость крупнопанельных и каменных зданий. М., 1967.
- 73. Коноводченко, В.И. Прочность и деформации кладки виброкирпичных панелей при сжатии [Текст] / В.И. Коноводченко // Исследования по сейсмостойкости крупнопанельных и каменных зданий. М.: Госстройиздат, 1962. С. 126-148.
- 74. Коноводченко, В.И. Прочность и деформации при центральном сжатии панелей из кладки с косым расположением кирпича [Текст] / В.И. Коноводченко // Сейсмостойкость сборных крупноэлементных зданий. М.: Госстройиздат, 1963. С. 119-130.
- 75. Коноводченко, В.И. Усиление стен кирпичных зданий для повышения их сейсмостойкости [Текст] / В.И. Коноводченко // Сейсмостойкость крупнопанельных и каменных зданий. М.: Госстройиздат, 1967. С. 180-186.
- 76. Копаница, Д.Г. Динамические свойства фрагмента кирпичной кладки в процессе разрушения от действия сжимающей силы [Текст] / Д.Г. Копаница, Э.С. Усеинов // Железобетонные конструкции. Исследования, проектирование, методика преподавания. сборник докладов Международной научной методической конференции, посвященной 100-летию со дня рождения В.Н. Байкова (4-5 апреля 2012 г., Москва) (под ред. А.Г. Тамразяна). Мво образования и науки Рос. Федерации; ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т». М.: МГСУ, 2012. С. 182-187.
- 77. Копаница, Д.Г. Повышение сейсмостойкости и энергоэффективности существующих зданий с несущими стенами из каменной кладки [Текст] /Д.Г. Копаница, Э.С. Усеинов // Сборник научных трудов Института строительства и архитектуры МГСУ по материалам Международной научно-технической конференции "Промышленное и гражданское строительство в современных условиях". М.: МГСУ, 2011. №3. С. 24-27.
- 78. Копаница, Д.Г. Экспериментальные исследования фрагментов кирпичной кладки на действие статической и динамической нагрузки [Текст] /Д.Г. Копаница, О.В. Кабанцев, Э.С. Усеинов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2012. №4. С. 157-178.
- 79. Котов, И.Т. Исследования прочности кирпичной кладки с незаполненными вертикальными швами [Текст] / И.Т. Котов // Исследования по каменным конструкциям. М.: Стройиздат, 1950. С. 152-163.

- 80. Кулыгин, Ю.С. О предельном проценте армирования железобетонных элементов каркасных зданий для сейсмических районов / Ю.С. Кулыгин // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. Вып. 59. М.: Стройиздат, 1975. С. 181-199.
- 81. Кулыгин, Ю.С. Мероприятия по повышению сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий / Ю.С. Кулыгин // Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. М., 1976. С. 53-62.
- 82. Мажиев, Х.Н. Материалы и конструкции для повышения сейсмостойкости зданий и сооружений (системный подход): дис. докт. тех. наук / Мажиев Х.Н. // Дагестанский государственный технический университет. Махачкала, 2011 ... с
- 83. Медведев, С.В. Сейсмические воздействия на здания и сооружения / С.В. Медведев, Б.К. Карапетян, В.А. Быховский М.: Стройиздат, 1968. 191 с.
- 84. Мкртычев, О.В., Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения) [Текст] / О.В. Мкртычев, Г.А. Джинчвелашвили // Москва, МГСУ $2012\ \Gamma$. $192\ c$.
- 85. Никифоровский, В.Н. Динамическое разрушение твердых тел [Текст] / В.Н. Никифоровский, Е. И. Шемякин. Новосибирск.: Наука, 1979. 271 с.
- 86. Николаенко, Н.А. Динамика и сейсмостойкость сооружений / Н.А. Николаенко, Ю.П. Назаров. М.: Стройиздат, 1988. 312 с.
- 87. Ньюмарк, Н. Основы сейсмостойкого строительства / Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт; сокр. пер. с англ.; под ред. Я.М. Айзенберга. М.: Стройиздат, 1980. 344 с.
- 88. Онищик, Л.И. Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий
 [Текст] / Л.И. Онищик. Москва, Ленинград.: Госиздательство строительной литературы, 1939.
 208 с.
- 89. Онищик, Л.И. Особенности работы каменной конструкции под нагрузкой в стадии разрушения [Текст] / Л.И. Онищик. Исследования по каменным конструкциям. М.: Стройиздат, 1959. 195 с.
- 90. Онищик, Л.И. Прочность и устойчивость каменных конструкций / Л.И. Онищик. М. Л.: Главная редакция строительной литературы, 1937. 291 с.
- 91. Пангаев, В.В. Разрушение сжатой каменной кладки [Текст] / В.В. Пангаев // Изв. Вузов. Строительство. 2000. №12. С.7-12.
- 92. Пангаев, В.В. Последовательность разрушения многорядной каменной кладки при сжатии [Текст] / В.В. Пангаев // Известия вузов. Строительство. 2001. №12. С. 103-113.
- 93. Панин, В.Е. Структурные уровни деформации твердых тел [Текст] / В. Е. Панин, В. А. Лихачев, Ю. В. Гриняев; отв. ред. Н. Яненко // АН СССР. Сиб. отд. Ин-т оптики атмосферы. Новосибирск.: Наука, 1985. 163 с.

- 94. Папелишвили, В.К. Исследования на моделях динамической несущей способности рамных и рамно-связевых каркасных зданий / В.К. Папелишвили // Проектирование и строительство сейсмостойких зданий и сооружений. Фрунзе, 1971. С. 48-50.
- 95. Папелишвили, В.К. Экспериментальные исследования сейсмостойкости зданий с выключающимися связями на моделях / В.К. Папелишвили // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. Вып. 33. М.: Стройиздат, 1974. С. 101-106.
- 96. Пановко, Я.Г. Внутреннее трение при колебаниях упругих тел / Я.Г. Пановко. М: Физматгиз, 1960. 193 с.
- 97. Пастернак, П.Л. Комплексные конструкции / П.Л. Пастернак. М.: Стройвоенмориздат, 1948.-89 с.
- 98. Поляков, С.В. Длительное сжатие кирпичной кладки [Текст] / С.В. Поляков. М.: Госстройиздат, 1959. 195 с.
- 99. Поляков, С.В. Каменная кладка в каркасных зданиях / С.В. Поляков. М.: Стройиздат, 1956.-188 с.
- 100. Поляков, С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий / С.В. Поляков. М.: Госстройиздат, 1969. 335 с.
- 101. Поляков С.В. и др. Проектирование сейсмостойких зданий. М.: Стройиздат, 1971. 356 с.
- 102. Поляков, С.В. Последствия сильных землетрясений / С.В. Поляков. М.: Стройиздат, 1978. 311 с.
- 103. Поляков, С.В. Прочность и деформации квадратных виброкирпичных панелей при перекосе в плоскости стены. Прочность вертикальных стыков [Текст] / С.В. Поляков, В.И. Коноводченко. М.: Госстройиздат, 1962. С. 149-165.
- 104. Поляков, С.В. Сейсмостойкость зданий с несущими кирпичными стенами [Текст] / С.В. Поляков, С.М. Сафаргалиев. Алма-Ата, 1988. 188 с.
- 105. Поляков, С.В. Сопротивление виброкирпичной и обычной кладки срезу и отрыву [Текст] / С.В. Поляков, А.Н. Бабинцева // Исследования по сейсмостойкости крупнопанельных и каменных зданий. М.: Госстройиздат, 1962. С. 166-178.
- 106. Поляков, С.В. К оценке спектрального состава колебаний сооружений при землетрясениях по данным зарубежных исследований и норм / С.В. Поляков // Строительная механика и расчет сооружений. 1978. № 2. С. 63-66.
- 107. Поляков, В.С. Экспериментальное исследование моделей с изменяющимися жесткостями / В.С. Поляков, А.В. Черкашин // Сейсмостойкое строительство: реф. сб. М.: ЦИНИС, 1976. Вып. 9. С. 51-54.

- 108. Поляков, С.В. Особенности и уроки Спитакского землетрясения [Текст] / С.В. Поляков // Жилищное строительство. 1990. №1. С. 14-17.
- 109. Поляков, С.В. Каменные конструкции / С.В. Поляков, Б.Н. Фалевич. М.: Стройиздат, 1960. 307 с.
- 110. Попов, Н. Н. Динамический расчет железобетонных конструкций / Н. Н. Попов, Б. С. Расторгуев // М.: Стройиздат, 1974. 207 с.
- 111. Попов Н.Н. Расчет конструкций на динамические и специальные нагрузки [Текст] / Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев, А.В. Забегаев. М.: Высшая школа, 1992. 319 с.
- 112. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. 192 с.
- 113. Пособие по проектированию каменных и армированных конструкций (к СНиП II-22-81), ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР М. 1987
- 114. Проектирование и строительство сейсмостойких зданий и сооружений: тезисы докладов: Всесоюзное совещание (Фрунзе, 1971 г.) / Госстрой Кирг. ССР, ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, Фрунз. политехн. ин-т, Каз. ПромстройНИИпроект Госстроя СССР. Алма-Ата, 1971.
- 115. Рассказовский, В.Т. Основы физических методов определения сейсмических воздействий / В.Т. Рассказовский. Ташкент: Фан, 1973. 160 с.
- 116. Ржевский, В.А. Разработка основ методики расчета зданий и сооружений с учетом локальных повреждений на сейсмические воздействия / В.А. Ржевский. М.: ЦНИИСК, 1992.
- 117. Рекомендации по расчету бескаркасных зданий из монолитного железобетона для условий строительства в сейсмических районах». М.: ЦНИИЭП жилища, 1984
 - 118. Руководство по применению химических добавок в бетоне М: Стройиздат, 1981
- 119. Рутман, Ю.Л. Выбор коэффициента редукции сейсмических нагрузок на основе анализа пластического ресурса конструкции [Текст] / Ю.Л. Рутман, Э. Симборт // Вестник гражданских инженеров. 2011. №(2)27. С. 78-81.
- 120. Сафаргалиев С.М., Сейсмостойкие каменные конструкции: Учебное пособие для вузов./ С.М. Сафаргалиев Алма-Ата, Ана Тілі, 1992. -236 с. 85 с.
- 121. Сафаргалиев, С.М. Жилые здания со стенами из виброкирпичных блоков в сейсмических районах [Текст] / С.М. Сафаргалиев. Алма-Ата, 1889. 87 с.
- 122. Сафаргалиев, С.М. Сейсмостойкость зданий из индустриальных кирпичных изделий [Текст] / С.М. Сафаргалиев. Алма-Ата, 1888. 184 с.
- 123. Сейсмичность и сейсмическое районирование Северной Евразии (Отв. ред. В.И. Уломов). Том 1. М.: ИФЗ РАН, 1993. 303 с.

- 124. Сейсмичность и сейсмическое районирование Северной Евразии (Отв. ред. В.И. Уломов). Том 2-3. М.: ОИФЗ РАН, 1995. 490 с.
- 125. Сейсмостойкие сооружения и теория сейсмостойкости: по материалам V Международной конференции по сейсмостойкому строительству / под ред. С.В. Полякова, А.В. Черкашина. М.: Стройиздат, 1978. 272 с.
- 126. Силаенков, Е.С. Повышение долговечности конструкций и изделий из мелкозернистых ячеистых бетонов при эксплуатационных воздействиях. / Е.С. Силаенков, Д.К-С. Батаев, Х.Н. Мажиев, М.А. Газиев Грозный, 2015. 355 с.
- 127. Симборт, Э. Методика выбора коэффициента редукции сейсмических нагрузок К1 при заданном уровне коэффициента пластичности μ [Текст] / Э. Симборт // Инженерностроительный журнал. 2012. № 1. С. 44-52.
- 128. Смирнов А.Ф. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / А.Ф. Смирнов [и др.]; под ред. А.Ф. Смирнова. М.: Стройиздат, 1984. 414 с.
- 129. Смирнов, В.И. Анализ сейсмической реакции систем с постоянной и изменяющейся жесткостями (выключающиеся связи) при использовании акселерограмм колебаний грунта сильных землетрясений / В.И. Смирнов // Республиканская научная техническая конференция молодых ученых и специалистов Таджикской ССР: тез. докл. Душанбе: Дониш Душанбе, 1980 С. 28-30.
- 130. Смирнов, В.И. Использование спектра сейсмической реакции для анализа реакции сооружения с многоступенчатым выключением связей / В.И. Смирнов // Вторая республиканская конференция молодых ученых и специалистов Киргизии. Фрунзе, 1981. С. 106-108.
- 131. Смирнов, В.И. Моделирование на ЭЦВМ сооружений с переменной структурой / В.И. Смирнов // Сейсмостойкое строительство: науч.-техн. реф. сб. ВНИИИС М., 1981. Вып. 8. С. 18-23.
- 132. Смирнов, В.И. Снижение сейсмической реакции зданий с гибким нижним этажом за счет использования дополнительных выключающихся жестких элементов / В.И. Смирнов // Сейсмостойкое строительство: науч.-техн. реф. сб. ВНИИИС. М., 1981. Вып. 12. С. 13-17.
- 133. Смирнов, В. И. Исследование сейсмоизоляции зданий с многоступенчатой системой упругих и упругопластических выключающихся связей: дис. канд. тех. наук: 05.23.01 / В.И. Смирнов. М., 1981. 256 с.
- 134. Смирнов В.И. Сейсмостойкие здания с многослойными стенами / В. И. Смирнов, А.А. Бубис // IV Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 14-17 октября 2001 г.): тез. докл. С. 120.

- 135. Смирнов В.И. Сейсмостойкие здания с многослойными стенами / В.И. Смирнов, А.А. Бубис // V Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 14-17 сентября 2003 г.): тез. докл. С.126.
- 136. СН-8-57 Нормы и правила строительства в сейсмических районах. М.: Госстройиздат, 1957. 104 с.
- 137. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. М.: ГОССТРОЙ СССР, 1981.
- 138. СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах»., М, МИНСТРОЙ России, 1995-120 с.
 - 139. СНиП II-22-81* «Каменные и армокаменные конструкции». M, 2004, 40 с
- 140. СНиП 82-02-95 Федеральные (типовые) элементные нормы расхода цемента при изготовлении бетонных и железобетонных изделий и конструкций, М, ФГУП ЦПП 1996
- 141. Соколов Б.С. Исследования сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций/ Соколов Б.С., Антаков А.Б.// М., «Издательство АСВ», 2010 г.- 104 с.
- 142. Соколов Б.С. Теория силового сопротивления анизотропных материалов сжатию и ее практическое применение»/ Соколов Б.С. -М. Издательство АСВ, 2011.- 160 с.
- 143. Соколов, Б.С. Физическая модель разрушения каменных кладок при сжатии [Текст] / Б.С. Соколов // Известия вузов. Строительство. — 1999. — №5. — С. 139-144.
- 144. Соколов, М.Е. Прочность и трещиностойкость железобетонных перемычек панельных стен при действии поперечных сил / М.Е. Соколов, В.Д. Аграновский // Бетон и железобетон. 1971. № 11. С. 22-24.
- 145. Соловьев, П.В. ФОРТРАН для персонального компьютера / П.В. Соловьев. М.: Арист, 1991.-223 с.
- 146. Сорокин, Е.С. К теории внутреннего трения при колебаниях упругих систем / Е.С. Сорокин. М.: Госстройиздат, 1960. 131 с.
- 147. СП 14.13330.2014 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах», М, ФЦС, 2014 г, 125 с
- 148. СП 15.13330.2012 «СНиП 11-22-81* «Каменные и армокаменные конструкции», М, ФЦС, 2012 г., 78 с.
- 149. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003, 139 с.
- 150. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М, ФЦС, 2013 г.
- 151. Токарский, Н.М. Архитектура древней Армении / Н.М. Токарский. Ереван: Издво Академии Наук Армянской ССР, 1946. 602 с.

- 152. Тонких, Г.П. Экспериментальные исследования несущей способности комбинированной каменной кладки при главных нагрузках / Г.П. Тонких, В.В. Кошаев, О.В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2007. №6. С. 26-31.
- 153. Тонких, Г.П. Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки наружными бетонными аппликациями / Г.П. Тонких, О.В. Кабанцев, О.А. Симаков, А.Б. Симаков, С.М. Баев, П.С. Панфилов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2011. №2. С. 35-41.
- 154. Тонких, Г.П. Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки системой внешнего армирования на основе углеволокна / Г.П. Тонких, О.В. Кабанцев, А.В. Грановский, О.А. Симаков // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. − 2014. №6. С. 57-69.
- 155. Тонких, Г.П. Инженерная методика расчета сейсмоусиления каменных конструкций односторонними железобетонными аппликациями из торкрет- и набрызг-бетона [Текст] / Г.П. Тонких, О.В. Кабанцев, О.А. Симаков // Железобетонные конструкции. Исследования, проектирование, методика преподавания. сборник докладов Международной научной методической конференции, посвященной 100-летию со дня рождения В.Н. Байкова (4-5 апреля 2012 г., Москва) (под ред. А.Г. Тамразяна). М-во образования и науки Рос. Федерации; ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т». М.: МГСУ, 2012. С. 401-408.
- 156. Тонких, Г.П. Методика экспериментальных исследований по усилению зданий из каменной кладки железобетонными аппликациями. [Текст] / Г.П. Тонких, В.В. Кошаев, О.В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2005. №6. С. 63-65.
- 157. Тонких, Г.П. Экспериментальные исследования несущей способности комбинированной каменной кладки при главных нагрузках [Текст] / Г.П. Тонких, В.В. Кошаев, О.В. Кабанцев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2007. №6. С. 26-31.
- 158. Трагедия Спитака не должна повториться/ редакторы Э.Е. Хачиян, Т.Г. Маркарян, С.А. Карапетян, Г.С. Азизян Ереван: Воскан Ереванци 1998. 246 с.
- 159. Уломов, В.И. Комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации ОСР-97. Масштаб 1:8000000. Объяснительная записка и список городов и населенных пунктов, расположенных в сейсмоопасных районах [Текст] / В.И. Уломов, Л.С. Шимилина. М.: ОИФЗ им. О.Ю. Шмидта РАН, 1999. 57
- 160. Фудзи, Т. Механика разрушения композиционных материалов [Текст] / Т. Фудзии, М. Дзако; пер. с яп. С. Л. Масленникова, под ред. В. И. Бурлаева. М.: Мир, 1982. 232 с

- 161. Хаузнер, Дж. Расчет сооружений на сейсмические воздействия по предельному состоянию / Дж. Хаузнер // Международная конференция по сейсмостойкому строительству: сб. статей М.: Госстройиздат, 1961. С. 19-30.
- 162. Хачиян, Э.Е. Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения / Э.Е. Хачиян. Ереван: Айстан, 1973. 327 с.
- 163. Шебалин, Н.В. Замечания о преобладающих периодах, спектрах и очагах сильных землетрясений / Н.В. Шебалин // Сейсмические исследования для строительства. М.: Наука, 1971. С. 50-78. (Вопр. инж. сейсмологии; вып. 14).
- 164. Шебалин, Н.В. Очаги сильных землетрясений на территории СССР / Шебалин, Н.В. – М.: Наука, 1974. – 56 с.
- 165. Эйби, Дж.А. Землетрясения/ Дж.А. Эйби, перевод с английского Б.Г. Слепцова, Н.М. Хайме, под редакцией И.С. Комарова – М., «Недра» 1982. – 264 с.
- 166. Amin, M., Significance of Nonstationarity of Earthquake Motions / M. Amin, H.S.Ts'ao, A.H.-S. Ang // Proc. Fourth WCEE (Santiago, Chile, 1, A-1, 1969). P. 97–114.
- 167. Banon H., Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures / H. Banon, D. Ve-neziano // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. . –1982. Vol. 10. p. 179- 193.
- 168. Bertero, V.V. Aseismic Design Implications of Near-fault San Fernando Earthquake Records / V.V. Bertero, S.A. Mahin, R.A. Herrer // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 1978. vol. 6. P. 31–42.
- 169. Biot, M.A. Analytical and Experimental Methods in Engineering Sesmology / M.A. Boit // Trans. ASCE, 1943. 108. p. 365-408.
- 170. Biot, M.A. Mechanical Analyzer for the Prediction of Earthquake Stresses / M.A. Boit // Bull. Of the Seism. Sos. Amer. 1941. Vol. 31. p.51-71.
- 171. Borges, I.E. Observation of buildings subjected to dynamic loading / I.E. Borges et al. // Proc. Sympos. RIIEM Bucuresti, 1969. P. 214–232.
- 172. Cosenza E., An Evaluation of Damage Functionals in Earthquake Resistant / E. Cosenza, G. Manfredi, R. Ramasco // Eur. Conf. Earthquake Engineering, Moscow. 1990. Vol. 9. pp.303-312.
- 173. Darwin D. Energy dissipation in RC beams under cyclic load / D. Darwin, C. K. Nmai // J. struct, eng. ASCE 112.1986. Pp. 1829-1846.
- 174. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2004 p. 225.
- 175. EN 1998-1. Eurocode 8: Design of sructures for earthquake resistance Part 1: General rules seismic actions and riles for buildings. Brussels.: CEN, 2005. 102 p.

- 176. Housner, G.W. Earthquake Resistant Design Based on Dynamic Properties of Earthquake / G.W. Housner // Journ. ACI. 1956. 28(1). P. 85-98.
- 177. Imbeault, F.A. Effect of Degrading Stiffness on the Response of Multistory Frames Subjected to Earthquakes / F.A. Imbeault, N.N. Nielsen // Proc. of the WCBE (Rome, Italy, 1973).
- 178. Iwan, W.D. A Model for the Dynamic Analysis of Deteriorating Structures / W.D. Iwan // Proc. Fifth WCBE, (Rome, Italy, 1973). P. 1782–1791,
- 179. Murphy L.M. San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971/ L.M Murphy Washington. D.C. 1973 p. 841.
- 180. Newmark, N.M. A Method of Computation for Structural Dynamics / N.M. Newmark // J. Eng. Mech. Div. ASCE 85, (EM3). 1959. P. 67–94.
- 181. Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Volumes 1-2, Earthquake Engineering Research Institute, 2002, p. 943
- 182. Rahai A. Concrete Structures, Evaluation of Behavior and Strengthening Method / A. Rahai, S. Nemati. 2003. 362 p.
- 183. Rascon, O.A. A Physically Based Model to Simulate Strong Earthquake Records on Firm Ground / O.A. Rascon, C.A. Cornell // Proc. Fourth WCEE (Santiago, Chile, 1). A-1. P. 34–96.
- 184. Smirnov, V.I. Seismic Response Multi-Layer Bearing Walls / V.I. Smirnov // Proc. 11 World Conference on Earthquake Engineering (Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996).
- 185. Tajimi, H. Site Characteristics in Strong Motion Accelerograms // Bui. Earthq. Res. Struct. 1962. N 3. P. 406–424.
- 186. Tembulkar J. M. Inelastic modeling and seismic energy dissipation / J. M. Tembulkar, J. M. Nau // Journal of Structural Engineering. 1987. ASCE 113. Pp. 1373-1377.
- 187. Uang C. M. Evaluation of seismic energy in structures / C.M. Uang, V. V. Bertero // Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19. 1990. Pp. 77-90.
- 188. Udo Meyer Earthquake-resistant construction with clay unit masonry Intermediate results of the research project ESECMaSE. Annual for the Brick and Title, Structural and Clay Pipe Industries 2008. S 94-106

ПРИЛОЖЕНИЕ 1 ДАННЫЕ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИИ



РЕСПУБЛИКА БУРЯТИЯ

Закрытое Акционерное Общество "БУРГРАЖДАНПРОЕКТ"

670034, г. Улан-Удэ, проспект 50-летия Октября, 13.

Телефон: 46-11-95, Факс: (301-2) 46-11-95 E-Mail oao-bgp@bk.ru

№ ot

В диссертационный совет Д303.020.02 при АО «НИЦ «Строительство» по адресу: 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д.6

Справка о внедрении

результатов диссертационного исследования

Данная справка подтверждает внедрение результатов диссертационной работы Бубиса Александра Александровича на тему: «Сейсмостойкость многослойных каменно-монолитных стен зданий» для разработки проекта жилого дома по улице Смолина в г. Улан-Удэ в 2002 году.

Принятая конструктивная схема здания — монолитные несущие стены в несъемной опалубке из ячеистых бетонных блоков марки «Сибит». Стены подвальной части здания были выполнены монолитными в несъемной опалубке из железобетонных фундаментных блоков.

С учетом результатов исследований, выполненных в рамках диссертационной работы, соискателем были выполнены расчеты несущих конструкций здания и подтверждена достаточная несущая способность опалубочных слоев.

Генеральный директор

Овчинникова Т.М. 440-408 Василенко Н.М. 441-847 Ste

Н.И.Грязнова



Российская Федерация

000 «ЭСКИЗ»

Россия, КЧР, 369000,Черкесск, ул. Калантаевского,36a, код(8782) тел.28-00-37, т/ф.28-00-06, адрес электронной почты eskiz-2005@mail. ru.

Исх. № 014 om «18» марта 2016г.

В диссертационный совет Д303.020.02 при АО «НИЦ «Строительство» по адресу: 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д.6

Справка о внедрении результатов диссертационного исследования

Настоящей справкой подтверждается, что материалы диссертации «Сейсмостойкость многослойных каменно-монолитных стен зданий», выполненной Бубисом Александром Александровичем, в том числе методики расчета, рекомендации по подбору состава бетонной смеси, были использованы при проектировании и строительстве 10-ти этажных жилых домов с подземным гаражом-стоянкой. Здания были возведены в 2013 году по ул. Леонова, 1е в г. Черкесске, КЧР.

Материалы работы позволили повысить скорость возведения конструкций стен за счет гарантированного качества внутреннего слоя стен при укладке бетонной смеси и обеспечить повышенную сейсмостойкость конструкций за счет применения уточненных расчетных моделей стен здания.

Генеральный директор ООО «Эскиз»



Кудинова И. В.



Открытое акционерное общество Территориальный институт по жилищно-гражданскому проектированию

«КРАСНОДАРГРАЖДАНПРОЕКТ»

(ОАО ТИЖГП «Краснодаргражданпроект»)





Юридический адрес: 350063, г. Краснодар, ул. Мира, 58. Почтовый адрес: 350000, г. Краснодар, ул. Орджоникидзе, 41 Тел. (861) 262-53-55, факс (861) 262-48-37. Е-mail: krgp@krgp.ru, Сайт: www.krgp.ru
ОКПО 03980387, ОГРН 1022301172178, ИНН 2310011849, КПП 230901001

18.03. do16.	Nº	397/TIO	
Ha №		от	

В диссертационный совет Д303.020.02 при АО «НИЦ «Строительство» по адресу: 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д.6

Справка о внедрении результатов диссертационного исследования

Сообщаем Вам, что результаты диссертационной работы на тему: «Сейсмостойкость многослойных каменно-монолитных стен зданий», выполненной Бубисом Александром Александровичем, были использованы при разработке проектов зданий:

- 12-этажного жилого дома по ул. Калинина-Тургенева в г. Краснодаре;
- 9-14 этажного жилого дома литер 1 в Западном жилом районе, блок «Д».

Результаты работы дали возможность повысить этажность зданий с каменно-монолитными стенами и снять существовавшие до этого ограничения в таблице 8* СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах». С учетом рекомендаций, были применены опалубочные слои из силикатного кирпича в районах с сейсмичностью 8 баллов MSK-64.

С учетом результатов исследований, выполненных в рамках диссертации, были разработаны альбомы технических решений многослойных стен для условий Краснодарского края.

Исполнительный директор



В.М.Погосян

Пивник Н.П. +7(861)214-98-65



АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ЦЕНТР «СТРОИТЕЛЬСТВО» ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИМЕНИ В. А. КУЧЕРЕНКО



В диссертационный совет Д303.020.02 при АО «НИЦ «Строительство» по адресу: 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д.6

Справка о внедрении результатов диссертационного исследования

Настоящей справкой подтверждается, что результаты диссертационной работы Бубиса Александра Александровича на тему: «Сейсмостойкость многослойных каменно-монолитных стен зданий» были использованы при разработке СП 14.13330.2011 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*».

Результаты работы дали возможность снять существовавшие до этого ограничения в таблице 8* на высоту и этажность зданий с каменномонолитными стенами, с учетом предлагаемых расчетных и конструктивных положений диссертации подобные здания по уровню сейсмостойкости отнесены к зданиям со стенами из монолитного железобетона с этажностью соответственно до 24, 20 и 16 этажей для 7, 8, 9 балльных районов соответственно возмению

K1481

АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»: 109428, Москва, 2-я Институтская ул. 6, тел.: +7 (499) 170-1548; +7 (495) 602-0070; факс +7 (499) 171-2250 inf⊚cstroy.ru | www.cstroy.ru **ЦНИИСК ИМ. В. А. КУЧЕРЕНКО:** 109428, Москва, 2-я Институтская ул. 6, тел.: +7 (499) 171-2650,

факс: +7 (499) 170-1023, +7 (499) 171-2858; dtsniisk@rambler.ru, tsniisk@rambler.ru | www.tsniisk.ru

пись)

ИНН 5042109739, КПП 504201001, ОГРН 1095042005255 Юридический адрес: 141367, Московская область, Сергиево-Посадский р-н, пос. Загорожие Дали, дом 6-11

ООО «АИБ»

Общество с ограниченной ответственностью "АИБ" - ИНН 03811029870, КПП381101001, 664050 Иркутская область, г. Иркутск, ул. Ржанова, д. 35, оф. 53, тел: 89025114391

№ 2 от 12.02.2016 г

В диссертационный совет Д303.020.02 при АО «НИЦ «Строительство» по адресу: 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д.6

Справка о внедрении результатов диссертационного исследования

ООО «АИБ» являлось проектировщиком зданий жилого дома по ул. 5-я Советская в г. Иркутске. Возведение конструкций осуществлялось АО «Агродорспецстрой». В 2000 году, при участии соискателя, были применены в строительстве рекомендации по возведению элементов слоистых стен при отрицательных температурах, подготовленные при выполнении диссертационной работы «Сейсмостойкость многослойных каменно-монолитных стен зданий» Бубисом Александром Александровичем.

В 2003 году, по результатам экспериментальных исследований, проведенных соискателем, было принято решение о замене утеплителя из полужестких минераловатных плит на жесткие плиты и плитный пенополистерол с некоторым увеличением толщины, что позволило избежать переуплотнения утеплителя, дало экономию бетона на 5-7%, снижения веса конструкций здания на ту же величину, позволило обеспечить качество выполняемых бетонных работ и требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций здания.

Директор ООО «АИБ»

AND STATE OF THE PROPERTY OF T

Бубис А.И.