

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Согласовано:
Гл. специалист предприятия

_____ подпись, инициалы, фамилия

“.....”20 г.

Утверждаю:
Зав. кафедрой

_____ подпись, инициалы, фамилия

“.....”20 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ МАГИСТРА ПО
НАПРАВЛЕНИЮ ПОДГОТОВКИ 08.04.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО»
НАПРАВЛЕННОСТЬ «ТЕОРИЯ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ»

Тема ВКР Исследование разнородноориентированных
стен при различных схемах нагру-
жения вертикальной нагрузкой

Автор ВКР Маммаев Керим Шарифович

Обозначение _____ Группа G-21 И

Руководитель ВКР Ласьков Н. Н.

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный _____

расчетно-конструктивный Ласьков Н. Н.

основания и фундаменты _____

технологии и организации строительства _____

экономики строительства _____

вопросы экологии и безопасность _____

жизнедеятельности _____

НИР Ласьков Н. Н.

Нормоконтроль Ласьков Н. Н.

ПЕНЗА 2017 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

«УТВЕРЖДАЮ»
Зав. кафедрой _____
_____ 20 ____ г.

ЗАДАНИЕ
на выполнение выпускной квалификационной работы магистра
по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство»
направленность «Теория и проектирование зданий и
сооружений»

Автор ВКР Маммашев Керим Шарифович

Группа Ст-21 И

Тема ВКР Исследование разномасштабных стенок при различных схемах нагружения вертикальной нагрузкой

Консультанты:
архитектурно-строительный раздел _____

расчетно-конструктивный раздел Ласьков Н.Н.

основания и фундаменты _____

технология и организация строительства _____

экономика строительства _____

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности _____

НИР Ласьков Н.Н.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства _____

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР
научная работа

(указать отличие от типового или ранее разработанного проекта)

О Г Л А В Л Е Н И Е

В В Е Д Е Н И Е	5
1. Состояние вопроса, цель и задачи исследований	
1.1. Обзор проведенных экспериментальных исследований разнодеформируемых стен.....	7
1.2. Методы расчета разнодеформируемых стен.....	18
1.3. Анализ и оценка экспериментальных исследований.....	42
1.4. Анализ и оценка методов расчета.....	46
1.5. Задачи исследований.....	47
2. Экспериментальные исследования разнодеформируемых стен при различных схемах нагружения вертикальной нагрузкой	
2.1. Рабочая программа экспериментальных исследований разнодеформируемых стен.....	48
2.2. Общая характеристика опытных образцов.....	52
2.3. Методика испытаний.....	53
3. Результаты экспериментальных исследований фрагментов разнодеформируемых стен	
3.1. Характер работы, образование и развитие трещин. Оценка характера работы образцов.....	55
3.2. Классификация трещин и схем разрушения.....	60
3.3. Усилия образования трещин, разрушающие усилия.....	61
В ы в о д ы п о г л а в е 3	6 3
4. Исследования напряженно-деформированного состояния разнодеформируемых стен численным методом при разных схемах нагружения вертикальной нагрузкой	

4.1. Программа исследований разнодеформируемых стен численным методом.....	64
4.2. Расчетные схемы, методика расчета.....	69
4.3. Результаты расчета.....	71
4.4. Анализ результатов расчета.....	82
В ы в о д ы п о г л а в е 4	7 1
5. Совершенствование методов расчета и конструирования соединений разнодеформируемых стен	
5.1. Разработка расчетной модели на основе копирования напряженного состояния узла сопряжения разнодеформируемых стен.....	82
5.2. Разработка расчетных зависимостей.....	90
5.3. Совершенствование конструктивных решений стыков разнодеформируемых стен.....	91
5.4. Оценка метода расчета и конструктивных решений.....	94
В ы в о д ы п о г л а в е 5	9 5
О Б Щ И Е В ы в о д ы	9 7
С П И С О К И С П О Л Ь З О В А Н Н О Й Л И Т Е Р А Т У Р Ы	1 0 0

ВВЕДЕНИЕ

Магистерская диссертационная работа посвящена совершенствованию методов расчета разнодеформируемых стен. Развитие методов расчета осуществлялось на основе анализа существующего физического и численного эксперимента, проведенного автором.

В настоящее время развивается строительство многоэтажных жилых и общественных зданий из монолитного бетона. Внутренние стены таких зданий выполняются, как правило, из тяжелого бетона, а наружные из легкого или ячеистого бетона. При совместной работе таких стен, в узлах их соединения, даже при действии только вертикальных нагрузок, возникает сложное напряженное состояние. Причина возникновения, которого заключается в большой разнице деформативности материалов внутренних и наружных стен. Развитие деформаций в стенах из легкого и ячеистого бетона происходит быстрее, чем в стенах из тяжелого бетона. Это приводит к тому, что наружные стены увеличивают деформации во внутренних стенах, и тем самым вызывают в них растягивающие напряжения, а внутренние стены наоборот, сдерживают развитие деформаций в наружных стенах и вызывают в них появление сжимающих напряжений. При проектировании возникает необходимость обеспечить работу стен с разной деформативностью.

Актуальность темы научно-дипломной работы. Развитие методов расчета разнодеформируемых стен, является актуальным. Актуальность заключается в том, что при проектировании зданий с разнодеформируемыми стенами возникают острые проблемы связанные с отсутствием методов расчета и конструирования таких стен.

В диссертационной работе проведен анализ существующих методов расчета разнодеформируемых стен и сделан вывод, что эти методы являются весьма приближенными, не описывают физическую работу разнодеформируемых стен, не позволяют обеспечить безопасность, и нуждаются в значительном совершенствовании. Одной из причин несовершенства методов расчета является отсутствие целенаправленных исследований разнодеформируемых стен. Другой причиной является то, что объем исследований разнодеформируемых стен в значительной степени уступают исследованиям железобетонных стен. Программы исследований не имели комплексной оценки работы каменной кладки в стеновых заполнениях.

Сложность напряженного состояния, при сопряжении разнодеформируемых стен не позволяет использовать существующие методы расчета стен.

Цель научно-дипломной работы заключается в разработке принципа построения расчетных моделей и расчетных зависимостей, позволяющих описать физическую работу разнодеформируемых стен и обеспечить их прочность.

Для осуществления поставленной цели решены следующие задачи:

- проведен анализ результатов отечественных и зарубежных исследований разнодеформируемых стен.
- разработана программа комплексного анализа экспериментально-теоретических исследований разнодеформируемых стен при действии вертикальных сил.
- проведен анализ результатов экспериментальных исследований разнодеформируемых стен при действии вертикальных сил, с различными схемами нагружения.
- проведены исследования стен численным методом на основе ППП АП ЖБК.

Получены следующие научные результаты:

- новые данные о сопротивлении разнодеформируемых стен при действии вертикальных сил.
- выявлены закономерности образования и развития трещин и схемы разрушения разнодеформируемых стен.
- разработан принцип построения расчетных моделей на основе каркасно-стержневой модели.
- построена расчетная каркасно-стержневая модель и расчетные зависимости.

Практическое значение научно-дипломной работы заключается в совершенствовании процесса проектирования зданий с разнодеформируемыми стенами.

Работа выполнялась на кафедре Строительных конструкций в Пензенском ГАСУ в рамках комплексной целевой программы исследования стен под руководством доктора технических наук, профессора Н.Н. Ласькова.

СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА, ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1. Обзор проведенных экспериментальных исследований стен из каменной кладки

В настоящее время развивается строительство многоэтажных жилых и общественных зданий из монолитного бетона. В нашей стране изучением сложного напряженного состояния разнодеформируемых стен занимались М.К. Ищук, К.Г. Ашкинадзе, М. Е. Соколов. Соппротивление стеновых элементов при таких комбинированных воздействиях изучено недостаточно.

В работе [2] К.Г. Ашкинадзе исследовал прочность бетонных стен таврового сечения при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил.

Несущие стены монолитных сейсмостойких зданий испытывают сложное напряженное состояние, характеризующееся совместным действием усилий сжатия, изгиба и сдвига. Имеющиеся работы по этой теме относятся лишь к одиночным элементам прямоугольного сечения (плоскостным) и не учитывают влияния пространственного взаимодействия стен в системе бескаркасного здания.

Простейшим из пространственных несущих элементов монолитных зданий является элемент таврового сечения в плане, состоящий из двух плоских простенков - стенки и полки, жестко скрепленных в стыке. Но, несмотря на столь простую структуру, пространственное взаимодействие стенки и полки обуславливает разрушение многообразной формы. Кроме того, спектр геометрических размеров тавровых элементов гораздо богаче, чем плоскостных. Все это делает нереальным сколько-нибудь полное эмпирическое исследование сопротивления элементов таврового сечения совместному действию сжатия и сдвига.

На основе анализа литературных источников, а также проведенных исследований удалось выявить основные формы разрушения элементов таврового сечения:

при внецентренном сжатии

- разрушение по нормальному сечению от раздавливания бетона сжатой зоны;
- разрушение от скалывания вдоль фронтального или бокового контакта полки со стенкой;
- разрыв полки от действия поперечных растягивающих напряжений вблизи ее контакта со стенкой;
- разрушение от потери устойчивости сжатых свесов полки;

при сдвиге

- срез части сжатой зоны, расположенной в полке, по всей ее ширине;
- срез сжатой зоны стенки и "продавливание" полки стенкой по ограниченной области трапециевидной формы;
- разрушение от расслоения фронтального контакта полки со стенкой.

Для каждой из этих форм теоретическим путем определена разрушающая нагрузка. На основе этого можно построить графики зависимости предельного поперечного усилия от геометрии элемента, его армирования, степени обжатия - так называемые "диаграммы поведения" исследуемых элементов.

В данной статье рассмотрены диаграммы поведения бетонной стены таврового сечения. Анализ их позволил не только выявить влияние на несущую способность указанных факторов, но и оценить степень опасности различных форм разрушения при тех или иных условиях.

В своей следующей работе [3] К.Г. Ашкинадзе и М. Е. Соколов проводили экспериментальное исследование прочности бетонной стены таврового сечения при действии поперечных сил.

Железобетонные стены сейсмостойких зданий испытывают наряду с сильным сжатием значительные поперечные нагрузки. Из-за специфики геометрии, схемы нагружения, конструктивных особенностей к стенам нельзя

формально применять методики расчета на сдвиг, которые разработаны для балок и закреплены в нормах. Как показали исследования, это может привести к значительному искажению действительной несущей способности стен. В еще большей степени это относится к стенам таврового сечения в плане, имеющим многообразные формы разрушения. Для разработки обоснованных методов

расчета таких элементов необходимы прямые экспериментальные данные.

Предварительный анализ показал, что существуют две основные формы разрушения бетонных элементов таврового сечения при сдвиге. После среза части сжатой зоны, расположенной в стенке, разрушение может наступить от среза по телу полки либо от разрыва вертикального стыка (рис.1.1а).

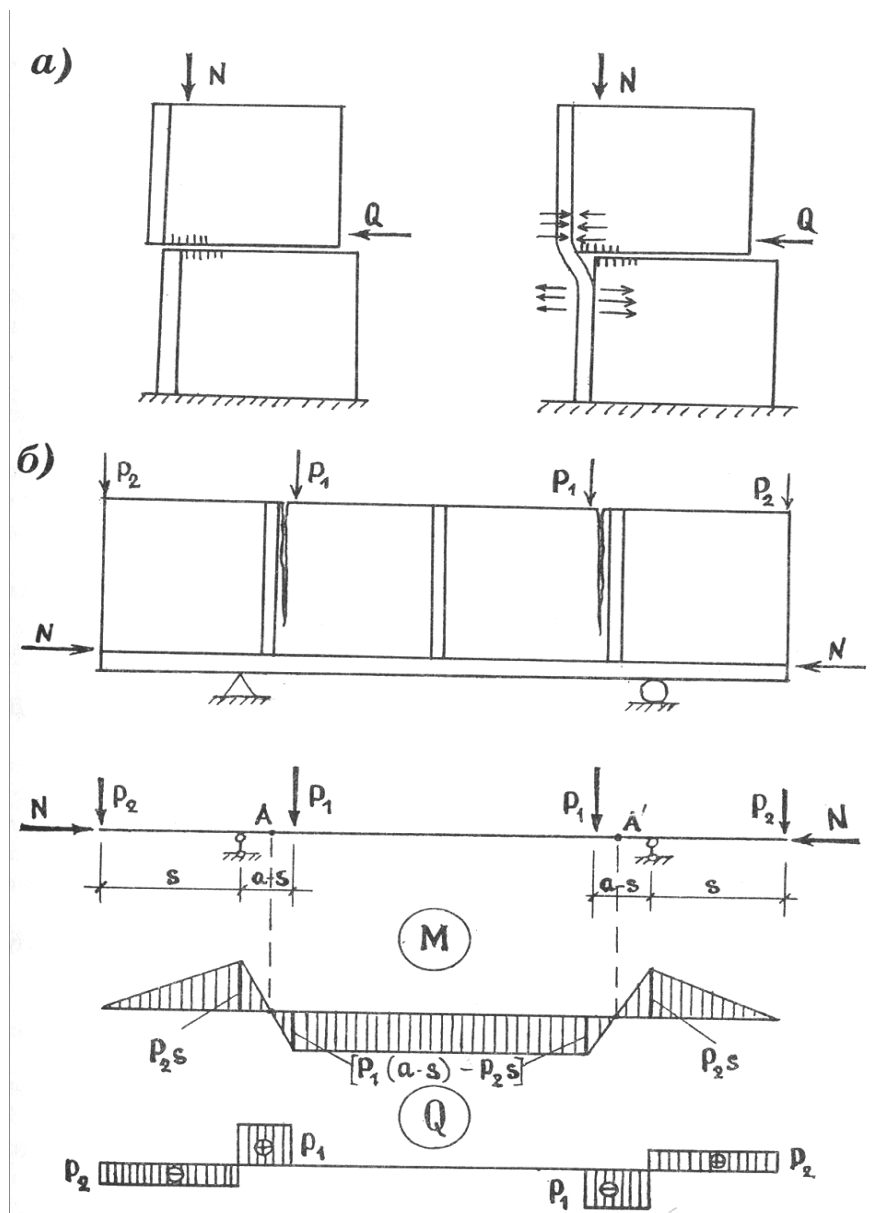


Рис. 1.1. Испытание фрагмента тавровой бетонной стены на сжатие со сдвигом:

а – основные формы разрушения; б - схема испытания.

Программа эксперимента была составлена с таким расчетом, чтобы могли реализоваться обе формы разрушения. За основу был взят двухэтажный фрагмент (рис.1.1,а). Но проводить испытания по такой схеме неудобно: во-первых, необходимо закрепление свесов полки в опорном сечении, что сложно осуществить в эксперименте; во-вторых, трудно обеспечить постоянство линии действия нормальной силы; в-третьих, нет достаточного пространства для постановки приборов, на показания которых будут сильно влиять особенности

нагружения и опирания. Поэтому мы видоизменили эту схему, пристыковав к исходному элементу еще один такой же элемент и развернув всю систему в горизонтальное положение.

Некоторые коррективы были внесены в схему опирания. Из рис.1.1,а вытекает, что для получения "чистых" форм разрушения от сдвига надо обеспечить плоскопараллельное движение блоков стены (без взаимного поворота). Этого можно добиться, применяя принцип рычага. При этом крайние блоки образца удерживаются от поворота уравнивающими силами.

Опытный образец представлял собой модельный фрагмент реальной стеновой диафрагмы высотой четыре этажа (рис.1.2). Толщина полки и стенки, а также поперечных ребер, имитировавших перекрытия, соответствовала реальной величине (16 см). Ширина свеса была принята равной 9-кратной толщине полки. Высота сечения стенки назначалась с учетом действительной длины простенков здания в плане и соответствовала 5 м.

По условиям изготовления и испытания длина образца не должна была превышать 3 м. Поэтому для моделирования был принят масштаб 1:4. Во избежание преждевременного разрушения зоны приложения нагрузки были усилены ребрами, хомутами, а также арматурными сетками из проволоки В-1. Другой арматуры в образце не было.

Схема испытания (рис.1.1,б) требовала наличия в образце готовых плоскостей скольжения. Эти плоскости создавались с помощью стальных пластин толщиной 3 мм, закладываемых в опалубку в рабочих сечениях А и А¹. Расчётная высота зоны среза в этих сечениях составляла 27 см. После схватывания бетонной смеси пластины извлекались.

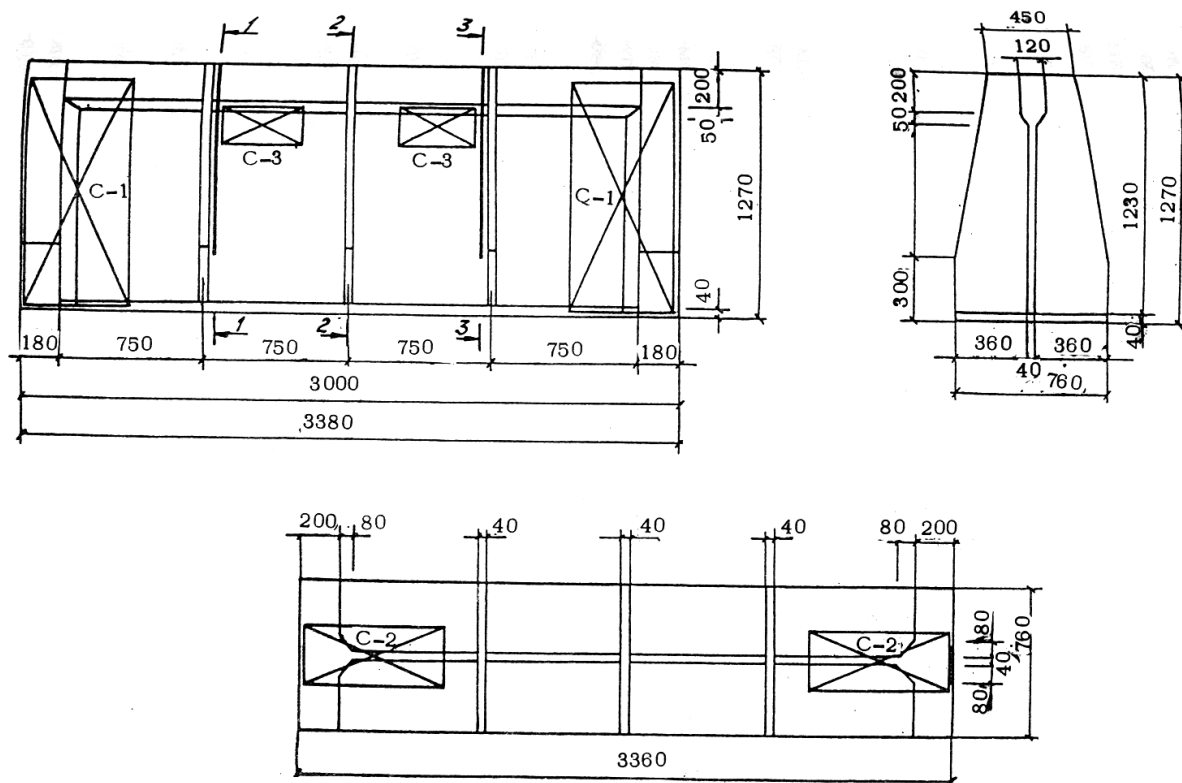


Рис. 1.2. Экспериментальный образец.

Образец изготавливался в деревянной строганой опалубке в горизонтальном положении с полкой внизу. В таком же положении он и испытывался. Опалубка состояла из рамки, которой бетонировалась полка, и восьми ящичков для бетонирования стенки и ребер. Для устранения прилипания бетона опалубке ящички обтягивались изнутри полиэтиленовой пленкой. Сложная геометрия образца (малая толщина панелей при большой глубине бетонирования) предъявляла особые требования к подбору бетонной смеси. Для формовки был использован мелкозернистый бетон на портландцементе марки 500 и речном песке. Проектная марка бетона соответствовала классу В20, подвижность - осадке стандартного конуса 5-7 см и 15-20 см. Такая технология бетонирования позволила предотвратить образование усадочных трещин при высыхании бетона. Контроль прочности бетона осуществлялся с использованием стандартных кубов (6 шт.) и призм (3 шт.), а также неразрушающим методом - молотком Кашкарова.

В результате получены средние значения прочности на сжатие - $R_b=28$ МПа и на растяжение - $R_{bt}= 1,8$ МПа.

Установка собиралась на инвентарной тележке, на которой были закреплены две опоры таким образом, чтобы расстояние от опоры до силы P_1 (см. 1.1,б) равнялось 40 см. При этом свободный свес консоли $a-s$ составил 50 см. Горизонтальное обжатие давалось 100-тонным гидравлическим домкратом, вертикальная нагрузка - четырьмя 25-тонными домкратами, объединенными в две пары (рабочую P_1 и уравнивающую P_2) с близкими тарировочными кривыми. Каждая пара управлялась с одной насосной станции. Все домкраты устанавливались в силовые рамы (траверсы). Для обеспечения взаимонезависимости продольной и поперечной нагрузок горизонтальная траверса была подвешена к торцевым ребрам образца. Соотношение между величинами сил P_1 и P_2 назначалось исходя из условия равенства нулю момента от поперечной нагрузки в сечениях A и A^1 . С учетом веса торцевого ребра и подвески принято $P_2 = 0,8P_1 - 10$ кН.

В процессе испытания определялись:

- продольные и поперечные взаимные смещения среднего и крайних блоков;
- вертикальные деформации по контакту полки со стенкой в зоне разрушения и соответствующие деформации по ширине поперечных ребер;
- деформации сдвига в сжатой зоне стенки;
- то же, в свесах полки;
- продольные деформации в свесах полки.

Взаимные смещения среднего и крайнего блоков измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм в трех уровнях: у верхнего ребра, в центре тяжести сечения "брутто" и возле полки.

Для оценки деформаций, возникающих на контакте полки и стенки, вдоль контакта с обеих сторон от расчетного сечения были установлены индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 50 мм. Такие же индикаторы (по

три с каждой стороны) стояли на поперечных ребрах для выявления отслаивания полки от ребер.

Деформации сдвига в сжатой зоне стенки измерялись розетками тензорезисторов (по три розетки с каждой стороны) с базой 50 и 20 мм. Снятие показаний осуществлялось с помощью инструментальной тензометрической системы СИИТ-3; отсчеты автоматически выдавались на печать. Для повышения стабильности показаний, особенно на последних этапах, отсчеты брались трижды на каждом этапе, и вычислялась средняя величина.

Наиболее трудным было определение деформаций сдвига по ширине свесов полки. Эти деформации не регистрируются приборами, установленными на поверхности полки; они существуют только в толще полки, где их нельзя измерить. Для их нахождения был применен следующий способ. Согласно формулам Коши, деформация сдвига равна:

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \quad (1.1)$$

где ось x направлена вдоль образца, а ось y пересекает полку.

Вертикальные перемещения полки измерялись в пяти местах (на краях консолей, между опорами и расчетными сечениями и в среднем сечении) по трем створам: вдоль средней оси образца и на расстоянии 3 см от продольных краев свесов. Измерения производились индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм на штативах. Продольные перемещения определялись в трех точках по ширине свесов на верхней и нижней поверхности полки. Сверху для измерения использовались индикаторы с ценой деления 0,001 мм, снизу - рычажные тензометры Гугенбергера. Производные определялись по найденному полю перемещений методом полиномиальной аппроксимации.

Дополнительную информацию о включении полок в работу на стадии обжатия давало измерение продольных деформаций в среднем сечении полки

индикаторами с ценой деления 0,001 мм на базе 50 мм.

Испытание проводилось в два этапа. Вначале при отсутствии поперечной нагрузки давалось нормальное обжатие вплоть до достижения расчетной величины 300 кН. Нормальная сила складывалась в уровне центра тяжести сечения "нетто" над вершиной инициированной трещины (в испытании - под вершиной так как образец испытывался в положении "полкой вниз"). На втором этапе уровень обжатия поддерживался неизменным, поперечные нагрузки P_1 и P_2 согласованно увеличивались до разрушения.

Первые трещины в образце появились при $P_1 = 60$ кН. Они начинались в стенке у опоры, поднимались по направлению к плоскости скольжения и соединялись с ней, полностью перебивая поперечное ребро. При этом стенка раскололась на отдельные блоки. По мере увеличения нагрузки эти трещины становились шире, а блоки стали расходиться.

При $P_1 = 90$ кН в крайних отсеках полки вблизи контакта со стенкой стали появляться мелкие косые трещины, после 12-го этапа ($P_1 = 100$ кН) снятие отсчетов по приборам было прекращено. Окончательное разрушение образца наступило при $P_1 = 110$ кН. Критическая трещина прошла вдоль всего образца, разломив пополам полку, соединив мелкие трещинки в крайних отсеках и перебив торцевые ребра. При этом левая и правая половины образца получили взаимные вертикальные смещения по критической трещине. Обследование образца после разрушения показало, что полка была продавлена средним блоком стенки с выломом вниз трапециевидного участка полки, боковые грани которого имели наклон к направлению среза около 30° (рис.1.3,а). Трещины в полке начинались расчетных сечений и соединялись в среднем сечении, где глубина проседания среднего блока была минимальной. До момента разрушения этих трещин не было.

Разрушение в сжатой зоне стенки имело форму псевдосреза. На рис.1.3,б отчетливо видны характерные мелкие косые трещинки и

раздробленные перемычки между ними. В этой зоне до испытания была зарегистрирована почти вертикальная трещина, возникшая при распалубке образца. Однако при нагружении эта трещина оказалась зажатой, и разрушение произошло поверх нее.

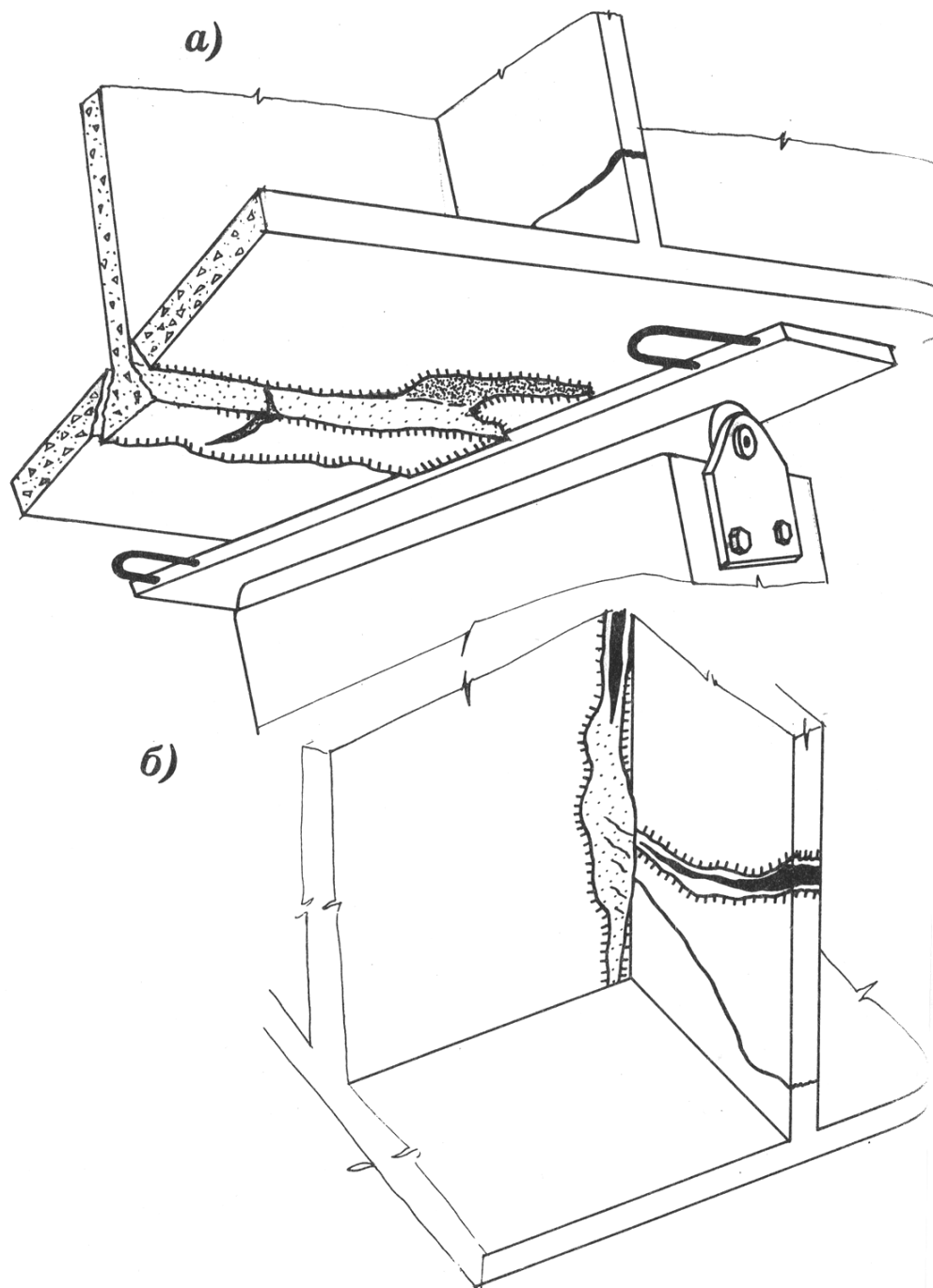


Рис. 1.3. Разрушение образца:

а – продавливание полки стенкой (вид снизу); б – разрушение сжатой зоны стенки; 8, 9, 11 – номера этапов испытаний.

В ЦНИИСК им. Кучеренко М. К. Ищук [1] исследовал совместную работу разнодеформируемых стен каменных зданий при вертикальном загрузении.

В настоящее время при расчете каменных зданий на вертикальную нагрузку наиболее часто используется предлагаемая нормативными документами расчетная схема, в которой стены рассматриваются как отдельно стоящие стержни.

Опыт строительства показывает, что в результате совместной работы стен между ними могут возникать трещины - наклонные в верхних этажах и вертикальные в нижних. Возможно также появление горизонтальных трещин вследствие "расслаивания" более деформируемой стены. Вероятность появления трещин между стенами оценивается с помощью условного метода расчета, основанного на сравнении разности вертикальных перемещений стен, считааемых отдельно стоящими, с некоторой предельной величиной. Такой подход не позволяет не только определить напряженно-деформированное состояние стен с учетом перераспределения усилий, но во многих случаях и правильно предсказать появление трещин в стенах. Однако бытует ошибочное мнение, что с помощью этого метода совместная работа стен может быть учтена, и тем самым от внимания проектировщиков ускользает тот факт, что совместная работа стен должна учитываться в первую очередь при проверке прочности кладки на сжатие. Этот взгляд тем более ошибочен, что в отличии от расчета на вертикальную, основную для обычных районов нагрузку, расчет на ветровую нагрузку производится с учетом совместной работы стен.

В работе [1] приведен разработанный на основе экспериментальных и расчетно-теоретических исследований метод расчета стен каменных зданий учетом их совместной работы, поэтапности и длительности возведения, ползучести и старения кладки, температурно-влажностных воздействий, образования и раскрытия трещин между стенами.

В настоящей статье на нескольких конкретных примерах покажем необходимость учета совместной работы стен каменных зданий при вертикальном нагружении, а также влияние некоторых факторов, в первую очередь геометрических размеров стен, на их напряженно-деформированное состояние.

В работе [1] было показано, что если к стене, которой по одной из сторон ограничены горизонтальные перемещения в плоскости стены (это имеет место, пример, при симметричных в плане зданиях), приложены погонные касательные усилия, то эпюры нормальных вертикальных напряжений, которые обозначим $\Delta\sigma_z$, распределены по длине стены практически по треугольным эпюрам. Нулевые точки этих эпюр лежат на кривой, называемой нами границей активной зоны $L_{ак}$, описываемой формулой окружности с радиусом, равным высоте стены (рис.1.1,а), если длина ее (L) превышает высоту (H). Это имеет место при различных эпюрах касательных погонных усилий.

1.2. Методы расчета разнодеформируемых стен

В работе [2] исследование выполнено методом численного эксперимента, рассматривается чисто бетонный элемент таврового сечения с полкой в сжатой зоне (рис.1.4). Размеры сечения стены назначены с учетом реальной длины в плане простенков монолитного здания. Схема нагружения также отражает особенности приложения внешних сил к реальным стенам зданий; в частности, распределение поперечной нагрузки по высоте стены принято треугольным с максимальной ординатой в верхней точке, а нормальная нагрузка - равномерно возрастающей с увеличением высоты.

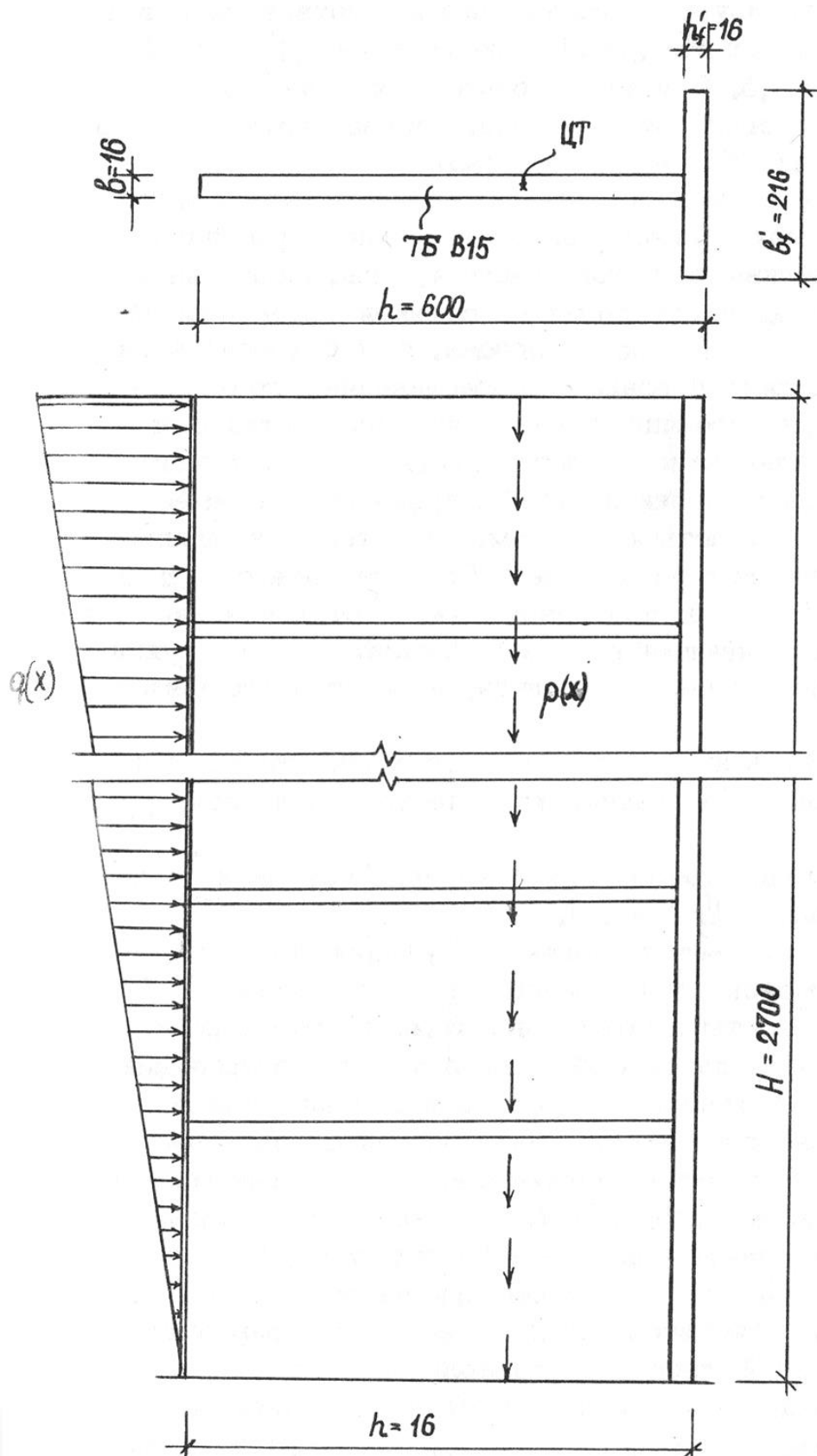


Рис.1.4. Действие продольной и поперечной нагрузки на бетонную стену таврового сечения

Элемент выполнен из тяжелого бетона класса В 15. Его прочностные характеристики $R = 9$ МПа и $R = 0,9$ МПа. Начальное усилие обжатия стены принято равным 7000 кН.

Исследовалось влияние на работу тавровой стены трех наиболее важных параметров: относительного размера полки $\mu'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{b \cdot h}$, уровня обжатия $n_0 = \frac{N_0}{R_b \cdot b \cdot h}$ и относительной высоты элемента $\beta = \frac{H}{h}$. Численный эксперимент проводился по так называемой схеме "звезды". На каждом этапе один из исследуемых параметров считался переменным, а два других - постоянными, соответствующими базовой конструкции (см. рис.1.4) для которой $\mu'_f = 0,333$, $n_0 = 0,81$ и $\beta = 4,5$. При этом нормальная сила считалась приложенной в одной и той же точке, соответствующей центру тяжести сечения базовой диафрагмы.

Из семи возможных для таврового элемента форм разрушения рассматривались три: разрушение нормального сечения от раздавливания бетона сжатой зоны, скалывание фронтальному контакту полки со стенкой (фронтальный контакт в данном случае более опасен, чем боковой) и разрушение от среза сжатой зоны с продавливанием полки. Разрыва полки и потери устойчивости свесов в элементах с поперечными ребрами, каковыми являются стены, не происходит. Разрушение от среза полки по всей ширине обычно имеет место в элементах с толстыми полками, в которых вершины наклонных трещин заходят в полку. Для стен эта ситуация нехарактерна. Наконец, при разрушении с отслаиванием полки от стенки разрушающая нагрузка зависит от конструкции сопряжений стенки и ребер с полкой, а не от исследуемых нами факторов.

Кроме указанных форм разрушения, на графиках нанесена также нагрузка образования критической наклонной трещины в стене.

Рассмотрим прежде всего влияние основной переменной размера полки μ'_f (рис.1.5).

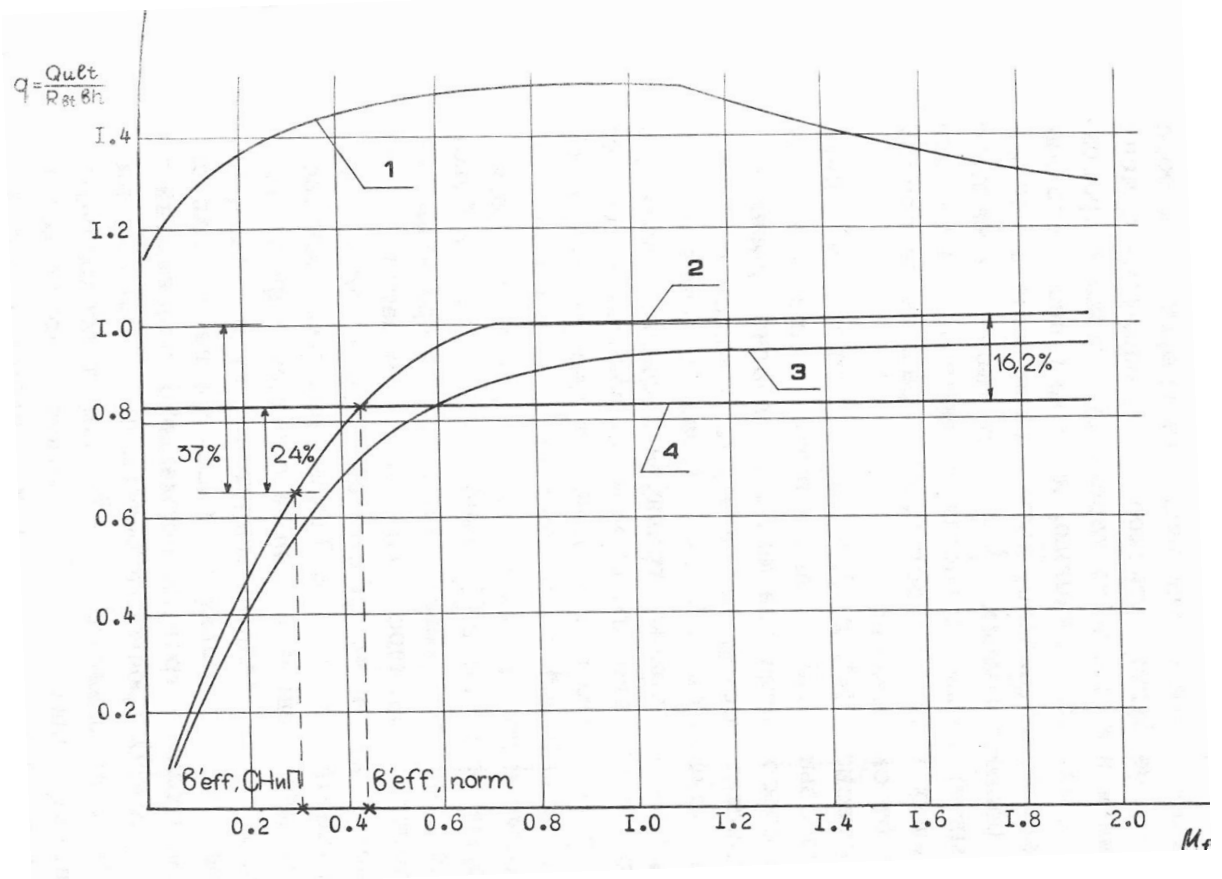


Рис.1.5. Диаграмма поведения бетонной тавровой стены при изменении габаритов полки:

- 1 – образование наклонной трещины; 2 – разрушение по нормальному сечению;
3 – срез сжатой зоны; 4 – скалывание по фронтальному контакту

Кривая, соответствующая разрушению по нормальному сечению, с ростом μ'_f монотонно возрастает. По мере уменьшения высоты сжатой зоны темп ее

роста резко снижается, и после ухода сжатой зоны в полку разрушающая нагрузка по этому механизму уже практически не меняется.

Несущая способность элемента при скалывании по контакту полки и стенки от размера полки не зависит, поэтому данный механизм отображается на диаграмме горизонтальной прямой. Разрушающая нагрузка по этому механизму на 16,2% меньше максимально возможной при разрушении по нормальному сечению. Абсцисса точки пересечения кривых соответствует эффективной ширине свеса полки для данной задачи равна 8,6 толщины полки, или $1/20$ высоты элемента. Заметим, что ограничение ширины полки согласно СНиП 2.03.01-84 (т.е. по $6h'_f$ в каждую сторону от ребра) занижает реальную несущую способность элемента на 24%. Следовательно, данный норматив, так же как и регламентация [7] для стен (по $1/10 H$ в каждую сторону от ребра) недостаточно точны. Скорее всего, эту величину вообще невозможно назначить априорно. При другом соотношении размеров и обжати кривые скалывания и разрушения по нормальному сечению могут совсем не пересечься, несмотря на то, что ширина полки достаточно велика. Поэтому в расчет стеновых тавровых элементов по нормальным сечениям следует вводить всю ширину полки, но с обязательной проверкой величины скалывающих напряжений.

Рассмотрим теперь прочность стены при сдвиге. Наклонная трещина в стене, как видно из графиков, не образуется, и ее разрушение будет происходить по опорному сечению.

Кривая прочности по характеру близка к кривой разрушения по нормальному сечению, но лежит несколько ниже ее и возрастает более плавно, хотя и стремится к той же асимптоте. В области малых μ'_f этот механизм является основным, лимитирующим прочность диафрагмы. Он реализуется и при больших габаритах полки, если раньше не произойдет разрушения от скалывания.

Согласно СНиП 2.03.01-84 при сдвиге увеличение ширины свеса свыше 1,5 толщины полки не приводит к повышению несущей способности элемента. Но анализ графиков (см. рис.1.5.) заставляет усомниться в этом. В нашем случае максимальная несущая способность оказалась почти в восемь раз больше, чем при таком ограничении ширины, хотя разрушение полки действительно происходит по локальной области. Это связано с тем, что полка вызывает перераспределение нормальных напряжений в конструкции, при котором изменяется сопротивляемость сдвигу стенки таврового сечения.

Норматив СНиП 2.03.01-84 разработан для балок. Что касается стен, то принято считать, что при увеличении размеров полки их прочность на сдвиг снижается: это объясняется уходом большей части сжатой зоны в полку, практически не воспринимающую среза. Такая трактовка перераспределения усилий между стенкой и полкой слишком упрощена (см. рис.1.5.). Полученные нами данные свидетельствуют о том, что при увеличении ширины полки уменьшается не столько высота сжатой зоны, сколько уровень нормальных напряжений в ней. Поскольку критерий прочности бетона при плоском напряженном состоянии в координатах $\tau - \sigma$ имеет восходящую и нисходящую ветви, снижение σ может сказываться на величине двояким образом: при низком уровне обжатия прочность бетона на срез понижается, при высоком - повышается, Принятая нами величина n_0 достаточно велика, поэтому наличие полки положительно сказывается на несущей способности элемента при сдвиге.

Рассмотрим влияние на работу стены уровня обжатия (рис.1.6.). Как и в предыдущем случае, наклонная трещина в элементе не образуется, и разрушение его от сдвига происходит по опорному сечению.

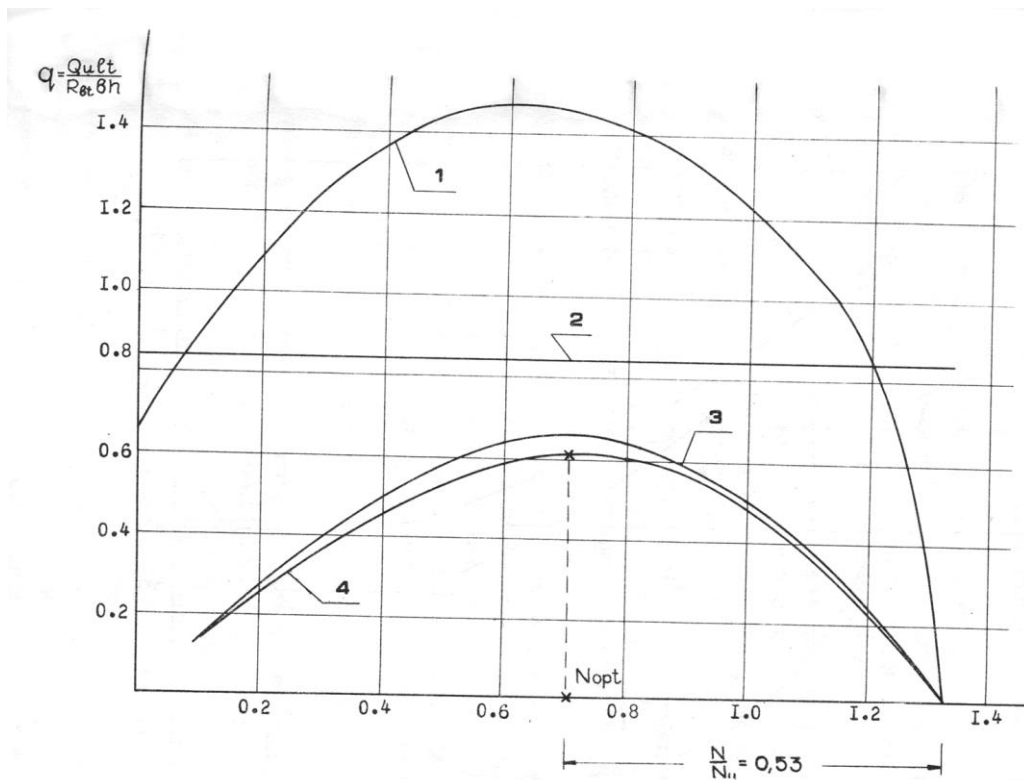


Рис.1.6. Диаграмма поведения бетонной тавровой стены при изменении ее
ВЫСОТЫ:

1 – образование наклонной трещины; 2 – скалывание по фронтальному контакту; 3 – разрешение по нормальному сечению; 4 – срез сжатой зоны

Кривая разрушения от сдвига представляет наибольший интерес. Из ее анализа следует, что обжатие умеренной силы благоприятно сказывается на несущей способности элемента при срезе. При увеличении p_0 в два раза (от 0,35 до 0,7) разрушающая нагрузка увеличивается на 50%. При $p_0 = 0,72$ кривая имеет максимум. Дальнейшее повышение уровня обжатия приводит к падению прочности вплоть до нуля при $p_0 = 1,33$. Максимум кривой соответствует значению $\frac{N}{N_u} = 0,53$, где N_u - сжимающее усилие, вызывающее разрушение элемента без поперечной нагрузки, от одного только сжатия. Величина $\frac{N}{N_u}$ зависит от размеров полки; так, при увеличении ширины полки вдвое будет равна 0,6.

Аналогичный вид зависимости $Q - N$ получен в экспериментальных работах [4, 5, 6]. Правда, в них $\frac{N}{N_u}$ несколько больше, а именно 0,6-0,75. Но в данном случае более важен характер кривой, чем эта (довольно условная) численная характеристика, зависящая от конкретных условий испытания.

Кривая, соответствующая разрушению по нормальному сечению, на всем протяжении очень близка к кривой разрушения от сдвига. Их наибольшее расхождение составляет 9%. Разрушение от скалывания, как видно, в данном случае опасности не представляет.

Обратимся теперь к изучению влияния высоты стены (рис.1.7.).

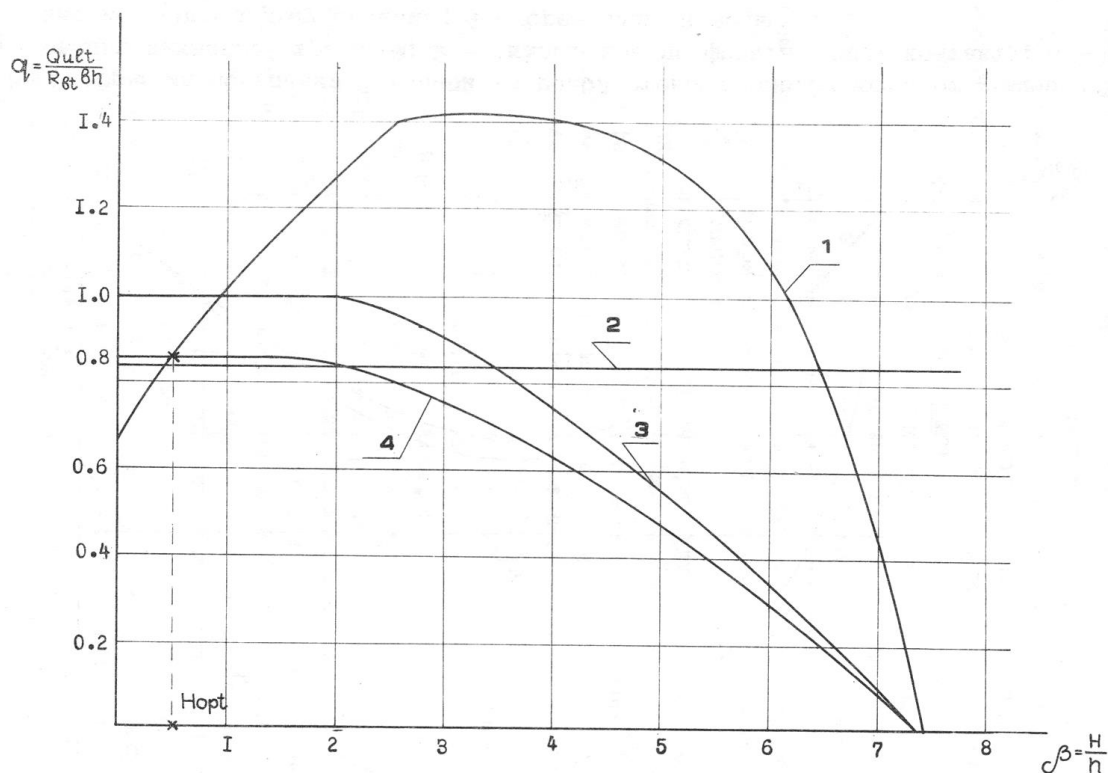


Рис.1.7. Диаграмма поведения бетонной тавровой стены при изменении ее высоты:

1 – образование наклонной трещины; 2 – скалывание по фронтальному контакту; 3 – разрешение по нормальному сечению; 4 – срез сжатой зоны

Кривая, соответствующая разрушению по нормальному сечению, имеет два участка. Первый участок соответствует случаю, когда вся сжатая зона находится в полке и несущая способность практически постоянна; на втором участке она монотонно убывает до нуля. Граница между участками соответствует высоте диафрагмы $H/h=2$ (примерно 5 этажей), потеря несущей способности - $H/h=7,5$ (15 этажей). При небольших значениях β опасность представляет разрушение от скалывания по контакту полки со стенкой. При $\beta \rightarrow 0$ разрушающая нагрузка по скалыванию на 16,2% ниже, чем по нормальному сечению.

Кривая, соответствующая разрушению от сдвига, по характеру сходна с кривой прочности нормального сечения, но лежит несколько ниже ее. При $\beta \rightarrow 0$ расхождение между ними составляет 14%.

Как видно из графика, усилие образования наклонной трещины в стене в области малых β быстро возрастает с увеличением высоты. При большинстве значений β разрушение происходит без образования наклонной трещины. Но в малоэтажных зданиях нагрузка трещинообразования может оказаться меньше разрушающей. В нашем случае при $\beta \leq 0,5$ разрушение стены при сдвиге наступает по критической наклонной трещине; последняя появляется при нагрузке около $\frac{3}{4}$ от разрушающей. Поэтому в зданиях высотой три-пять этажей и менее армирование поля стен обязательно.

В работе [3] картина разрушения образца, полученная при испытании, хорошо согласуется с результатами теоретических исследований, выполненных авторами. Правда, по данным Т.Паули и др. угол при основании "трапеции продавливания" составляет 45° , а не 60° , как в нашем испытании. Но это отклонение легко может быть объяснено случайными причинами.

Теоретическая разрушающая нагрузка для образца определялась следующим образом. Сначала находились нормальные напряжения в сжатой зоне (в предположении равномерного распределения)

Здесь и далее

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot x(b'_f - b)h'_f}, \quad (1.2.)$$

Примечание: все обозначения по СНиП 2.03.01-84

Прочность бетона на срез устанавливалась по критерию П.П. Баландина [9]:

$$\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{\max}^2 - (R_b - R_{bt})\sigma - R_b \cdot R_{bt} = 0 \quad (1.3.)$$

По найденному значению τ_{\max} также в предположении равномерного распределения напряжений по зоне среза определялась предельная нагрузка:

$$P_{ult} = \tau_{\max} (b \cdot x + h_f'^2) \quad (1.4.)$$

(зона среза строится согласно [8]).

Полученное значение $P_{ult}=104$ кН хорошо согласуется с опытной величиной 110 кН.

Рассмотрим данные измерений по приборам. Настоящее испытание, как уже говорилось, можно разбить на две стадии - стадию обжатия и стадию поперечного нагружения.

На рис.1.8. приведены эпюры продольных деформаций в среднем сечении образца на стадии обжатия. В целом эпюры соответствуют теоретическим распределениям, полученным авторами и также показанным на рис.1.8. Некоторые отклонения могут быть объяснены наличием мелких трещин, возникших при распалубке и транспортировке образца, а также неупругими деформациями бетона.

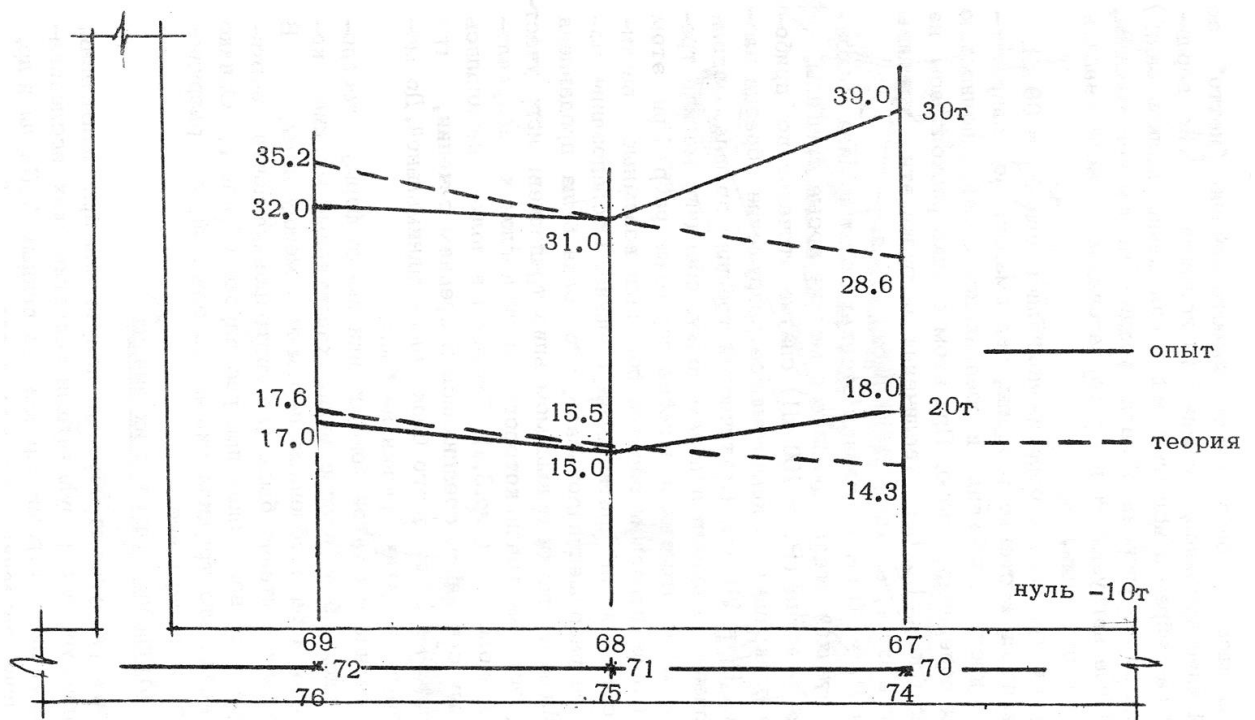


Рис. 1.8. Эпюры продольных деформаций сдвига в полке и стенке образца (стадия поперечного нагружения)

Первая стадия нагружения была как бы вспомогательной. Основной интерес представляла вторая стадия, когда образец подвергался действию поперечных сил.

На рис.1.9. изображены эпюры деформаций сдвига в стенке и свесах полки. Значения γ_{xy} полке и стенке одного порядка, что доказывает справедливость предложенного способа определения деформаций сдвига в свесах полки. Правда, по характеру и величине эти эпюры значительно отличаются от теоретических. Однако необходимо учесть, что в полке в расчетных сечениях имелись поперечные трещины, исказившие картину продольных (прежде всего) перемещений.

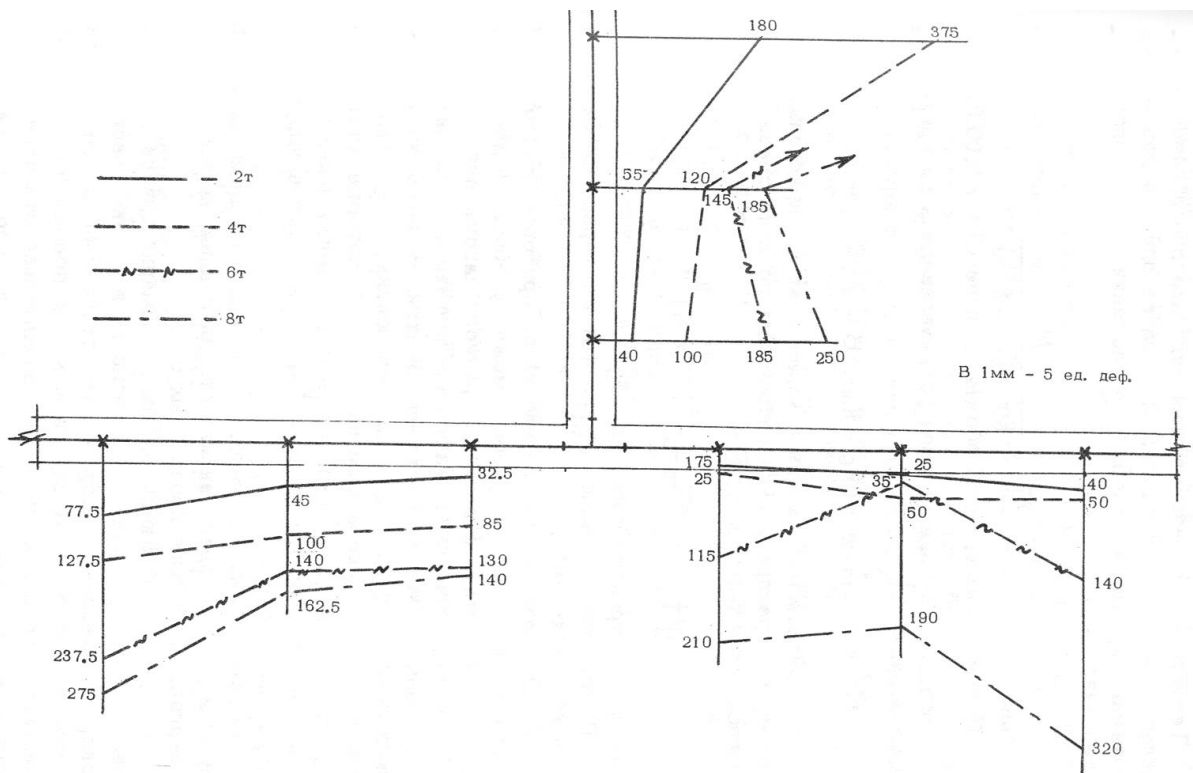


Рис. 1.9. Эпюры деформаций сдвига в полке и стенке образца (стадия поперечного нагружения)

Трещинообразованием объясняются и резкие пики деформаций сдвига в расчетных сечениях стенки.

Исследования проводимые в работе [1] показали, что в случае, если длина стены меньше ее высоты ($L=a_1 < H$), то эпюры напряжений $\Delta\sigma_z$ практически получаются из эпюр напряжений $\Delta\sigma_z$, действующих в стене при $L=a_2 \geq H$ от той же касательной нагрузки следующим образом: часть эпюры $\Delta\sigma_z$, лежащая на расстоянии, большем, зеркально отображается и суммируется с эпюрой в пределах стены (рис.1.10,б). При принятии эпюр $\Delta\sigma_z$ треугольными полное выравнивание эпюр происходит на расстоянии C от верха стены (рис.1.10,в), равным.

$$C = n \cdot H_{эм} - \sqrt{n^2 \cdot H_{ээ} - 4L^2}, \quad (1.5.)$$

где

n - количество этажей в здании;

$H_{\text{эт}}$ - высота этажа;

L - длина стены.

Если две стены имеют одинаковую длину, но разную высоту, то в более высокой стене в некотором сечении эпюры $\Delta\sigma_z$ могут быть близки к прямоугольным, а в менее высокой - к треугольным на том же расстоянии от верха стены (рис.1.10,г, д).

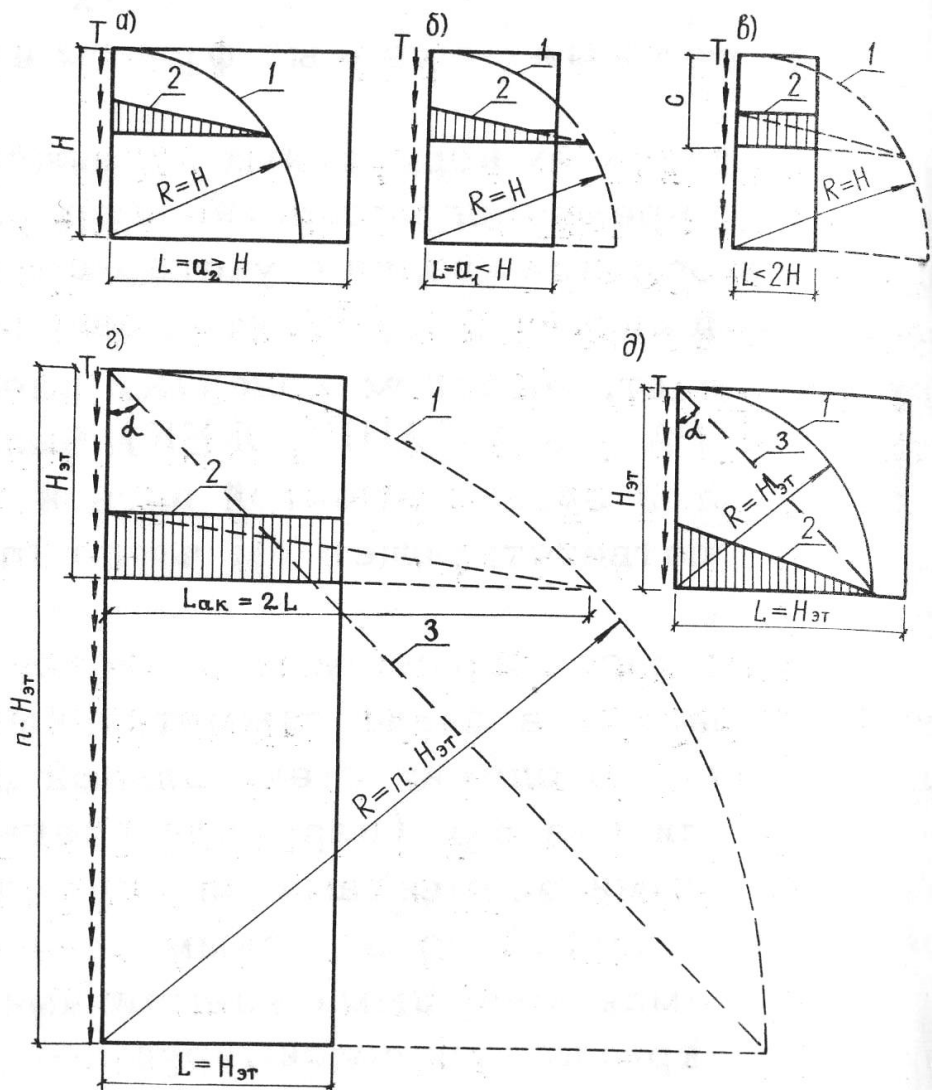


Рис.1.10 Вертикальные напряжения $\Delta\sigma_z$ в стенах от касательной погонной нагрузки

а – треугольная эпюра; б – частичное выравнивание эпюры; в – полное выравнивание эпюры; г – прямоугольная эпюра в верхнем этаже высокой стены; д – треугольная эпюра в одноэтажной стене той же длины

1 – граница активной зоны; 2 – эпюра напряжений $\Delta\sigma_z$; 3 – линейная граница активной зоны

Часто для практических расчётов граница активной зоны, где напряжения $\Delta\sigma_z$ имеют нулевые значения, принимается линейной. Как видно из рис.1.10, г, д это практически не приводит к искажению результатов при определении длины эпюры $\Delta\sigma_z$ в основании стены, но вызывает значительные погрешности при определении напряжений в средних и особенно верхних этажах.

При величинах нормальных напряжений, не превышающих 60% от временного сопротивления кладки на сжатие, полные деформации кладки с учетом ползучести являются практически линейными [10], что позволяет производить упругий расчет. Методом конечных элементов по программе ЛИРА 8 (АППП ЖБК) были рассчитаны 16 фрагментов зданий высотой пять и четырнадцать этажей и соответствующее им число отдельно стоящих стен [11].

Стены рассматриваемых в настоящей статье фрагментов образуют в плане симметричный двутавр (рис.1.11.), полкой которого служит стена длиной 6 м с оконными проемами или без них (наружная стена), аппроксимируемая конечными элементами плоской оболочки, и стенкой - стена длиной до оси симметрии 3; 6 или 9 м, аппроксимируемая конечными элементами балки-стенки. Плиты перекрытий, аппроксимируемые конечными элементами оболочки, имеют ширину 1,5 м и опираются на внутренние стены. Швы между плитами аппроксимировались конечными элементами линейной связи. Принималось, что в шве между плитами существует цилиндрический шарнир. Для конечных элементов, аппроксимирующих плиты, назначались приведенные высоты и модуль упругости, получаемые из условия, чтобы осевая и изгибная жесткости приведенного сечения равнялись фактической с учетом армирования плит.

Так как стены фрагментов образуют симметричный в плане двутавр, то производился расчет только Г-образного фрагмента, составляющего четверть двутавра, что возможно при обеспечении соответствующих граничных

условий. Во всех фрагментах ограничивались горизонтальные перемещения в плоскости стен по границам фрагментов, а также углы поворота наружных стен вокруг вертикальной оси по свободным сторонам и линии пересечения стен. Поворот наружной стены вокруг вертикальной оси в этих местах отсутствует в случае симметрии плана здания. Касательная к кривой изгиба плит перекрытий по границам фрагмента является горизонтальной, что обеспечивалось ограничением углов поворота плит перекрытий вокруг горизонтальных осей, совпадающих с границами диска перекрытий. По краю дисков перекрытий ограничивались горизонтальные перемещения перпендикулярно границе диска. По низу стен ограничивались все линейные перемещения.

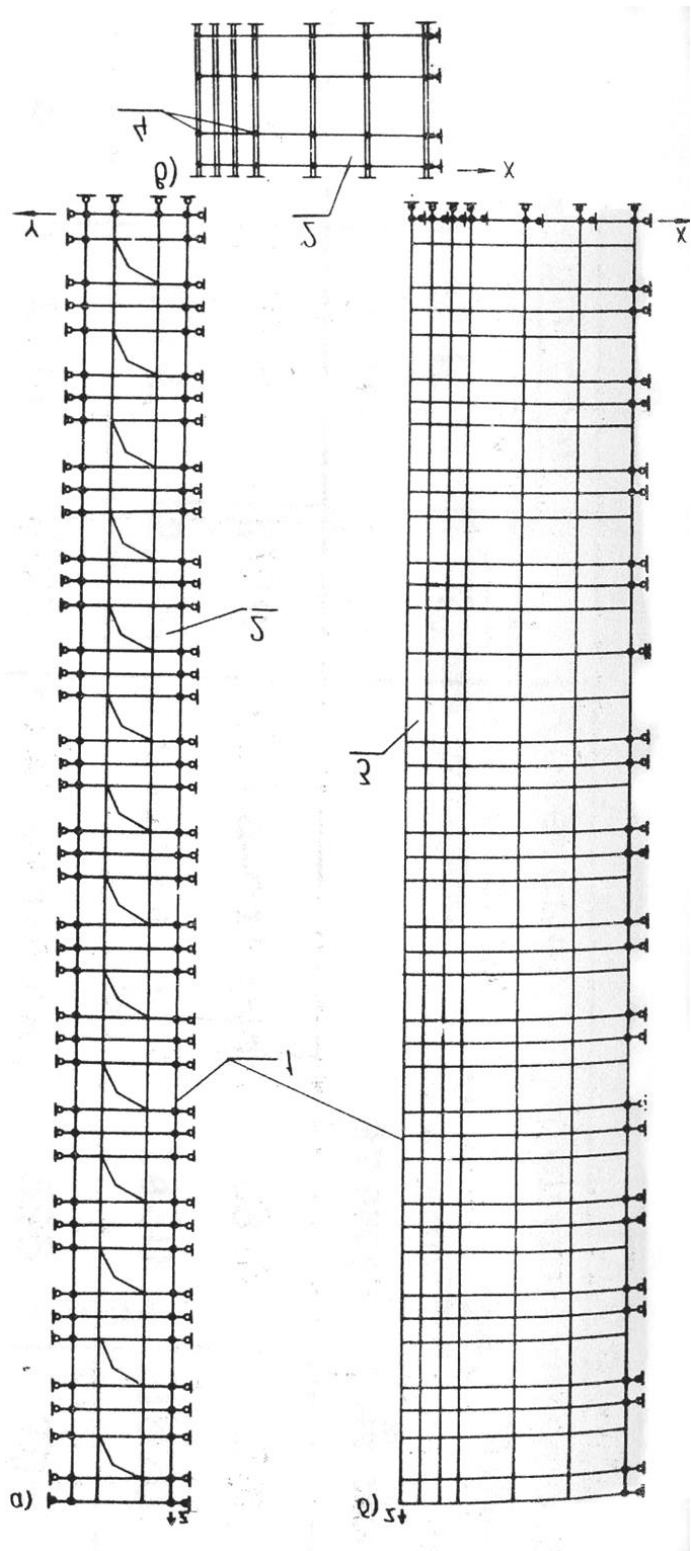


Рис.1.11. Расчётная схема 14 – этажного фрагмента

а – наружная стена; б – внутренняя стена; в – диск перекрытия

1 – линия пересечения стен; 2 – КЭ оболочки; 3 – КЭ балки-стенки; 4 – КЭ линейной связи

К стенам и перекрытиям прикладывалась равномерно распределенная по поверхности нагрузка. Величина нагрузки от плит перекрытий принималась равной 0,6 т/м. Объемная масса материала наружных стен принималась равной 1,5 т/м и внутренних 1,9 т/м.

Напряжения и деформации, действующие в стенах фрагмента, можно представить как сумму напряжений деформаций, действующих в отдельно стоящих стенах напряжений и деформаций, обусловленных совместной работой стен

$$(\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}) = (\sigma_x^0, \sigma_z^0, \tau_{xz}^0) + (\Delta \sigma_x, \Delta \sigma_z, \Delta \tau_{xz}); \quad (1.6.)$$

$$(\varepsilon_x, \varepsilon_z) = (\varepsilon_x^0, \varepsilon_z^0) + (\Delta \varepsilon_x, \Delta \varepsilon_z); \quad (1.7.)$$

где $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$ и $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ - напряжения и деформации, получаемые из расчета на ЭВМ пространственного фрагмента;

$(\sigma_x^0, \sigma_z^0, \tau_{xz}^0)$ и $(\varepsilon_x^0, \varepsilon_z^0)$ - напряжения и деформации, получаемые из расчета на ЭВМ отдельно стоящих стен с теми же деформационными и геометрическими характеристиками, что и соответствующие стены фрагмента;

$(\Delta \sigma_x, \Delta \sigma_z, \Delta \tau_{xz})$ и $(\Delta \varepsilon_x, \Delta \varepsilon_z)$ - напряжения и деформации, обусловленные совместной работой стен.

На рис.1.12 показаны эпюры нормальных вертикальных напряжений σ_z , действующих в стенах фрагмента I с длиной внутренней стены до оси симметрии 6 м. Во внутренней (более деформируемой) стене из силикатного кирпича абсолютные значения напряжений σ_z ниже соответствующих значений σ_z^0 , а в наружной стене из керамических камней выше, что говорит о перераспределении вертикальных усилий с внутренней стены на наружную. Во внутренней стене в верхних сечениях неравномерность напряжений σ_z по длине стены более высокая, чем в средних и нижних сечениях. В наружной стене, имеющей сравнительно большое отношение высоты к длине ($H/L=4,7$), напряжения распределены по длине стены практически равномерно.

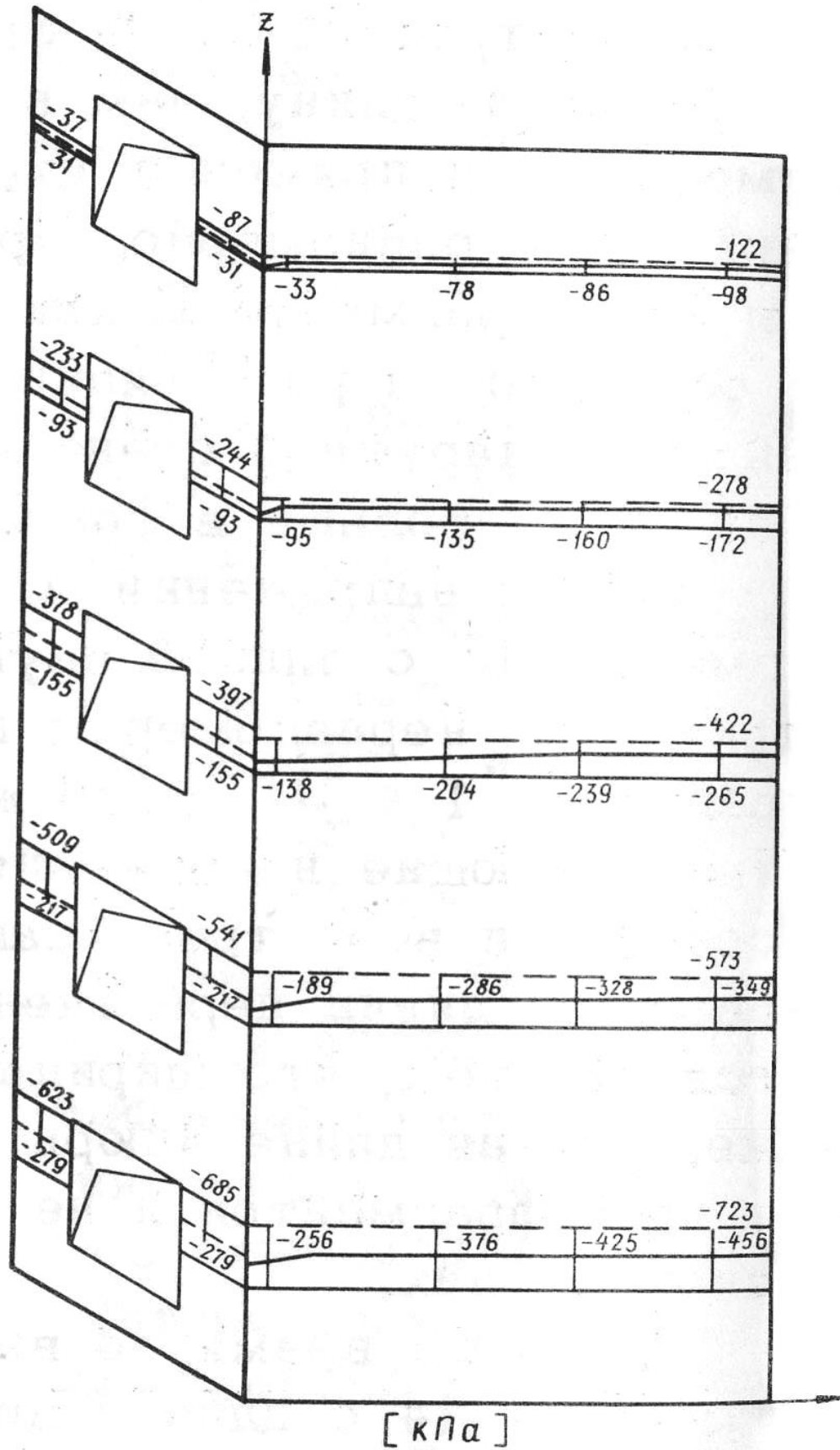


Рис.1.12. Эпюры нормальных вертикальных напряжений σ_z (сплошная линия) и σ_z^0 (пунктирная) в стенах фрагмента I

Во внутренней стене фрагмента II, имеющей в два раза меньшую длину, чем в фрагменте I (3 м до оси симметрии), напряжения σ_z распределены по длине стены более равномерно. При этом абсолютные величины их в фрагменте II как вблизи пересечения стен, так особенно на расстоянии 3 м от линии пересечения меньше. В наружной стене абсолютные значения напряжений σ_z больше в фрагменте II.

Эпюры напряжений σ_z во внутренней стене фрагмента III с длиной внутренней стены до оси симметрии 9 м неравномерны в еще большей степени, чем в фрагменте I и II. В то же время в верхнем этаже соответствующие напряжения σ_z очень близки между собой для всех трех фрагментов I, II и III на одинаковых от линии пересечения стен расстояниях. Объясняется это тем, что ширина активной зоны $L_{ак}$ в верхнем этаже, равная длине эпюры σ_z , одинакова для всех трех фрагментов и не превышает длины стены ни в одном из них.

В то же время, во внутренней стене 14-этажного фрагмента 1-14 с длиной внутренней стены до оси симметрии 6 м ширина активной зоны будет значительно больше, чем в 5-этажных фрагментах I, II и III. Поэтому выравнивание эпюр σ_z там происходит намного быстрее с уменьшением номера этажа, чем в фрагменте I, имеющем внутреннюю стену такой же длины. Так, в 10-ом этаже, являющемся пятым с верху, эпюра σ_z близка к прямоугольной, а в фрагменте I в 1-ом этаже, являющемся также пятым с верху, напряжения σ_z распределены очень неравномерно по длине стены.

Если же принять границу распределения напряжений $\Delta\sigma_z$, перераспределяемых между стенами, линейной, то выравнивание этих напряжений, а следовательно, и σ_z , происходило бы одинаково для стен, имеющих одну и ту же длину.

Величину усилия, перераспределяемого между стенами в некотором горизонтальном сечении, можно определить умножением площади эпюры $\Delta\sigma_z$

на толщину стены, либо как разность усилий, действующих в наружной или внутренней стенах фрагментах, и усилий, действующих в отдельно стоящих стенах. Между этими усилиями существует связь

$$N = N^0 + \Delta N \quad (1.8.)$$

В отдельно стоящих стенах величины касательных напряжений практически можно не принимать во внимание. Только при защемлении стены в основании сравнительно большие их величины наблюдаются в стенах первого этажа вследствие препятствие поперечному расширению кладки в плоскости стены.

На рис.1.13 изображены эпюры касательных напряжений, действующих во внутренней стене пятиэтажного фрагмента I. Эти эпюры имеют приближенный характер, что зависит от частоты разбивки на конечные элементы. Так, по линии пересечения стен и под перекрытиями напряжения будут больше.

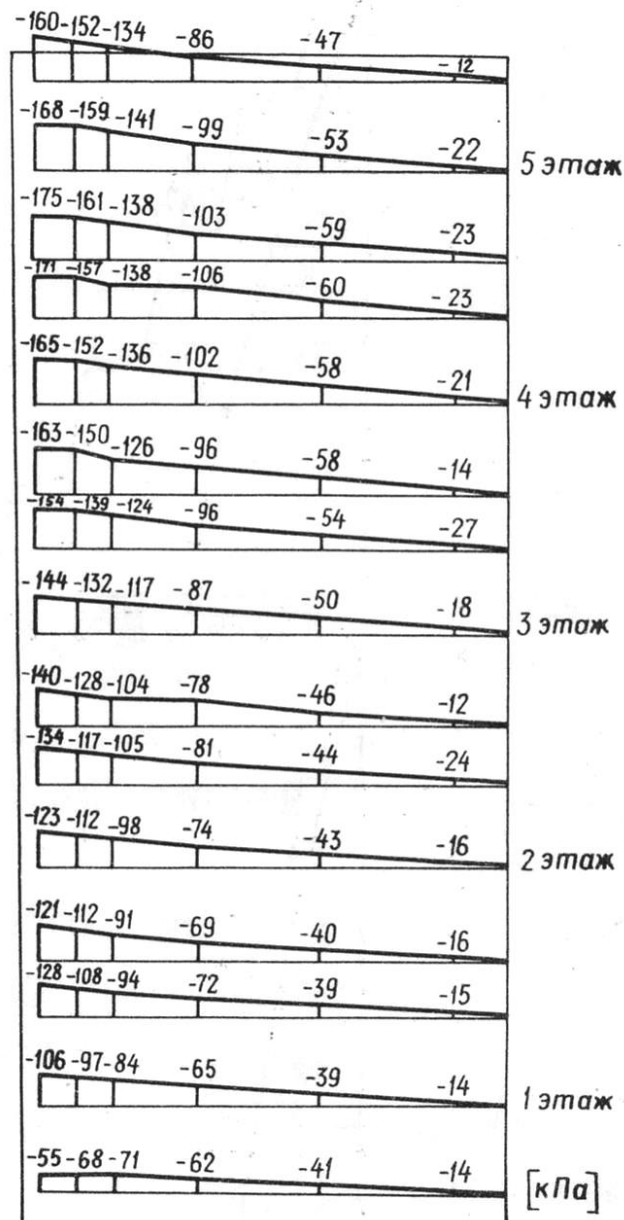


Рис.1.13. Эпюры касательных напряжений τ_{xz} фрагмента I

На участке между i -ым и $(i+1)$ -ым горизонтальными сечениями можно определить среднее погонное усилие (T) как разность усилий в рассматриваемом и вышележащем сечениях, деленную на расстояние между рассматриваемыми сечениями (H)

$$T = \frac{\Delta N_i - \Delta N_{i+1}}{H} \quad (1.9.)$$

По значениям усилий T могут быть получены усредненные величины касательных напряжений τ_{xz} , действующих по линии пересечения стен

$$\tau_{xz} = T/h \quad (1.10.)$$

где h – толщина стены.

Полученные по (1.10.) значения τ_{xz} могут оказаться более точными, чем взятые непосредственно из расчета МКЭ, так как они получены из интегральной величины T (см. формулу 5), менее зависящей от размеров конечных элементов.

На рис.1.14, б, д изображены эпюры усилий N^0 действующих в стенах в предположении их раздельной работы, и усилий ΔN перераспределяемых с внутренней стены фрагмента I на наружную. В средних и нижних сечениях стены усилия N во внутренней стене составляет только 50 % от нагрузки на стены N^0 . В наружной стене фрагмента усилия N превышают N^0 в среднем в 2,3 раза.

Аналогичные эпюры были построены для фрагментов II и III (см.рис.1.14, а, в, г, е). Из них видно, что с увеличением отношения высоты внутренней стены к ее длине (при одинаковых наружных стенах), отношение усилий N к ΔN уменьшается. При этом усилия ΔN увеличиваются с уменьшением отношения высоты стены к её длине (H/L) практически до некоторой предельной данного типа фрагментов и нагрузки величины.

Во внутренней стене фрагмента I вертикальные перемещения по линии пересечения стен в верхнем этаже равны соответственно 2,77 и 2,28 мм, а разность их равна 3,05 мм. Свободные перемещения внутренней стены в 4 раза выше фактических по линии пересечения стен. В наружной стене свободные перемещения в верхнем этаже меньше фактических по линии пересечения стен в 2,4 раза.

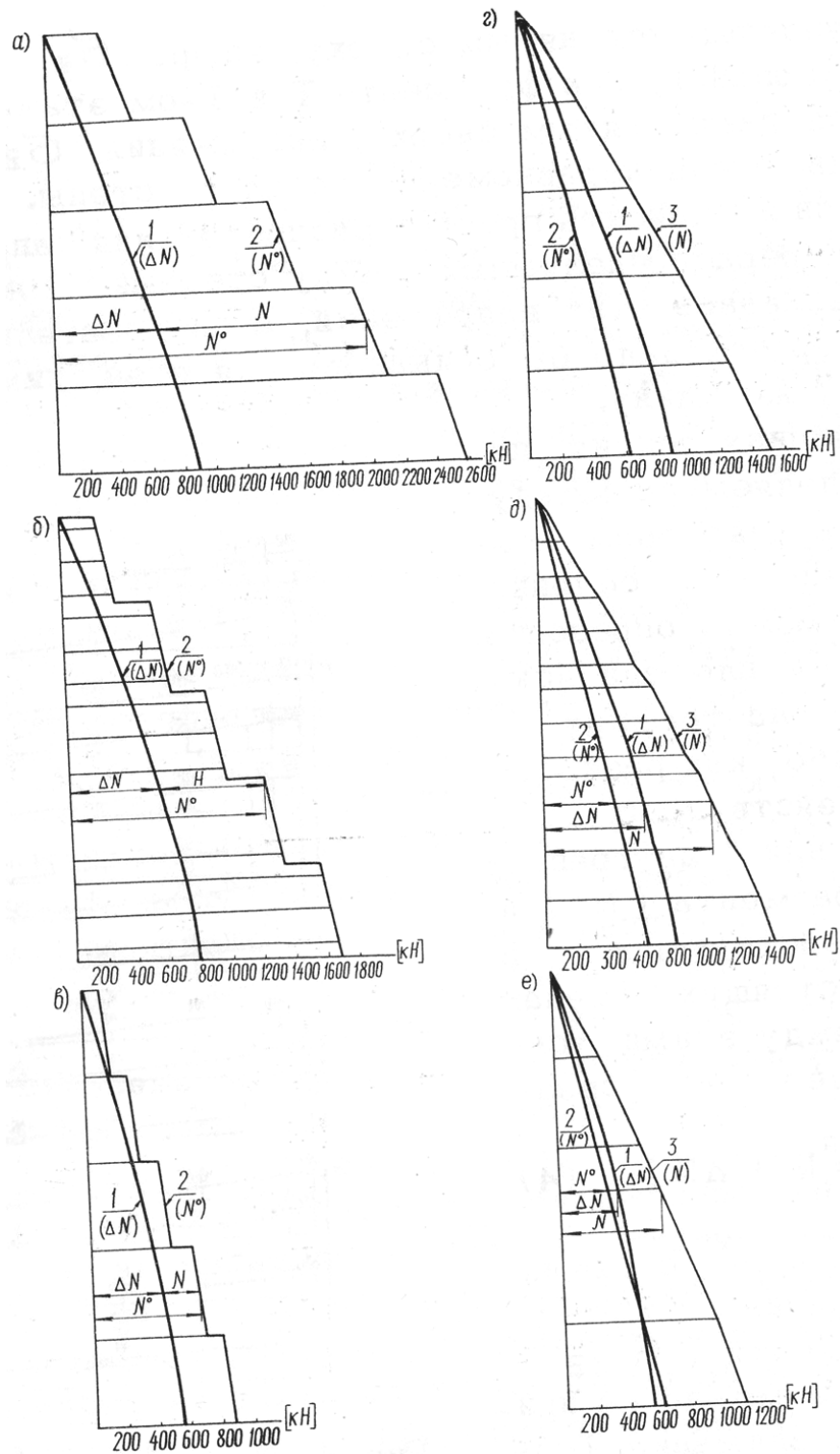


Рис.1.14. Эпюры вертикальных усилий, действующих в стенах пространственных фрагментов здания II, I и III соответственно

а, б, в – внутреннего; г, д, е – наружного

1 – эпюра усилий ΔN , перераспределяемых между стенами; 2 – эпюра усилий N^0 , действующих в стенах в предположении их раздельной работы; 3 – эпюра фактических усилий N , действующих в стенах

На рис.1.15 приведены эпюры перемещений внутренней стены фрагментов I, II и III. На расстоянии 3 м от линии пересечения стен отличие вертикальных перемещений стен фрагментов I и II составляет 33 % , а в фрагментах I и III - 11%.

В четырнадцатизэтажном фрагменте 1-14 вертикальные перемещения по линии пересечения стен в верхнем этаже превышают перемещения в пятиэтажном фрагменте 1 в верхнем этаже в 6,7 раза, а по противоположной стороне внутренней стены 3,8 раза. При этом разность перемещений по двум противоположным сторонам внутренней стены в верхних этажах обоих фрагментов отличается только на 6 %.

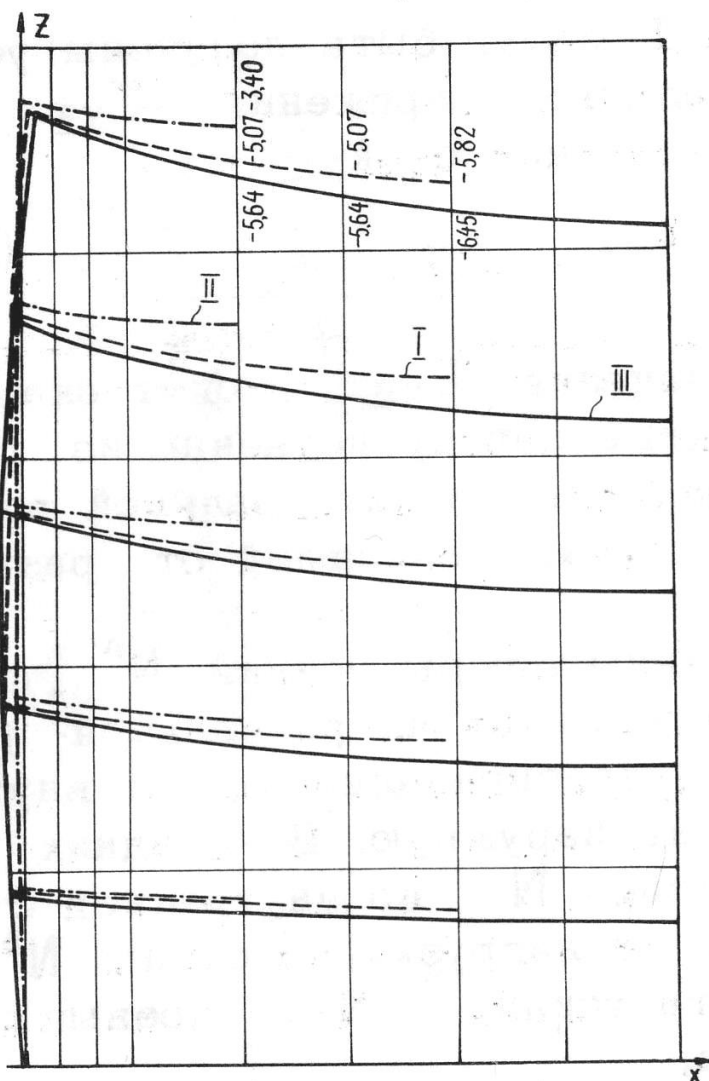


Рис.1.15. Влияние длины внутренней стены при постоянной высоте здания (5 этажей) на перемещения внутренней стены фрагмента I (пунктирная линия), II (штрихпунктирная линия) и III (сплошная линия)

1.3. Анализ и оценка экспериментальных исследований

В обзоре экспериментальных исследований рассмотрено большинство ранее проведенных опытов по изучению сложного напряженного состояния разнодеформируемых стен.

Собранный материал анализировался на основе изучаемых факторов, принятых авторами. Наиболее весомые исследования были проведены в ЦНИИСК им. Кучеренко

Программы исследований не повторяли, а дополняли друг друга. Исследовались следующие факторы - схемы нагружений; способы изготовления.

Анализируя работу [2] можно сделать выводы:

1. Основной формой разрушения, лимитирующей прочность элемента при совместном действии продольных и поперечных усилий, является срез сжатой зоны в стенке и локальное разрушение полки в форме "продавливания". В большинстве случаев срез происходит без образования критической наклонной трещины, по опорному сечению. Наклонные трещины образуются лишь в стенах зданий высотой три - пять этажей и менее. Этот вывод имеет большое значение при выборе системы полевого армирования,

2. Обжатие умеренной силы благоприятно сказывается на несущей способности элемента при сдвиге, повышая ее в практически значимом диапазоне значений n_0 на 50% и более. Максимум несущей способности на сдвиг достигается при $\frac{N}{N_u} = 0,5 + 0,6$, где N_u - нагрузка разрушения от одного только сжатия.

3. Разрушение тавровых стеновых элементов при внецентренном сжатии происходит от раздавливания бетона сжатой зоны. При большой ширине полки необходимо считаться с возможностью разрушения от скалывания по контакту полки со стенкой, при котором несущая способность перестает расти увеличением размеров полки. Габарит полки, при котором происходит переход к разрушению от скалывания (так называемая "эффективная ширина полки при внецентренном сжатии"), зависит от конкретных условий задачи и не может быть characterized одним каким-либо фиксированным значением, принято в действующих нормах. В частности, в бетонных элементах такой переход может вообще не произойти, что объясняется их пониженной несущей способностью по главному механизму разрушения, из-за чего побочный механизм не успевает

реализоваться. Поэтому расчет таких элементов следует вести по всей ширине полки, но с обязательной проверкой скальвающих напряжений.

4. В многоэтажных зданиях (девять этажей и более), где сжимающие напряжения в несущих элементах достаточно велики, увеличение ширины полки приводит к существенному повышению прочности стены на сдвиг, что объясняется перераспределением напряжений между полкой и стенкой. Поэтому, вопреки распространенному мнению, применение несущих диафрагм таврового сечения в сейсмостойких зданиях повышенной этажности оправданно и позволяет достичь значительной экономии арматурной стали.

Полученные диаграммы и выводы, сделанные на основе их анализа, справедливы лишь для данного конкретного элемента. Но, учитывая типичность принятых размеров и нагрузок для реальных стен, а также широкий диапазон варьирования исследуемых факторов, есть основания полагать, что установленные закономерности являются общими и могут быть использованы при разработке принципов проектирования пространственных несущих элементов стен сейсмостойких зданий.

Так же из трудов К.Г. Ашкинадзе [3] следует:

1. Эксперимент показал, что для рассматриваемого тип элементов наиболее реальной формой разрушения при сдвиге является продавливание полки стенкой. Полка при продавливании включается в работу лишь на узком трапециевидном участке, примыкающем к стенке; угол наклона боковых граней этого участка к направлению среза составляет $30-45^{\circ}$.

2. Фигура разрушения при продавливании, строго говоря, не является плоской; вторичные трещины могут распространяться на значительное расстояние от плоскости среза. Но эти трещины не регистрируются до момента разрушения и не образуют замкнутой пространственной области. Поэтому есть основание считать, что реальная прочность конструкции определяется

прочностью плоского сечения, что подтверждается оценкой величины разрушающей нагрузки.

3. Распределение нормальных напряжений в свесах полки на стадии обжатия оказывается достаточно близким к расчетному.

4. Эксперимент подтвердил справедливость предложенного косвенного способа определения деформаций сдвига в толще полки.

5. Результаты эксперимента хорошо согласуются с теоретическими представлениями о прочности тавровых элементов монолитных стен при действии поперечных сил

Исходя из работы М.К. Ищука [1], можно сделать выводы:

Величины усилий и напряжений, перераспределяемых между стенами, могут быть сопоставимы по своему уровню с усилиями и напряжениями, подсчитанными без учета совместной работы стен.

Эпюра усилий ΔN , перераспределяемых между стенами, может быть принята треугольной с вершиной вверху стены.

Граница активной зоны (зоны влияния соседней стены) может быть описана формулой окружности с радиусом, равным высоте стены.

Линейная аппроксимация границы активной зоны приводит к значительным погрешностям при определении вертикальных напряжений в средних и, особенно, в верхних этажах, но позволяет получить удовлетворительные результаты для нижних этажей.

За пределами границы активной зоны эпюры нормальных вертикальных напряжений σ_z являются практически прямоугольными и равными напряжениям в отдельно стоящих стенах.

При пересечении границей активной зоны противоположной стороны стены происходит тем большее выравнивание эпюр σ_z , чем больше ширина активной зоны в рассматриваемом сечении.

В двух стенах, отличающихся высотой, в сечениях, отстоящих от верха обеих стен на одинаковых расстояниях, ширина активной зоны больше в более высокой стене.

1.4. Анализ и оценка методов расчета

Рассмотренные в обзоре методы расчета разнодеформируемых стен при действии вертикальных сил можно разделить на две группы. Первая группа - это инженерные методы, построенные на использовании расчетной модели, полученной на основе экспериментальных исследований. Эти методы часто используются нормативными документами в практике проектирования. Вторая группа - это методы расчета, которые основываются на критериях прочности материала, и их можно использовать в расчетах только с помощью МКЭ с применением ЭВМ.

Методы первой группы целесообразно оценить с точки зрения описания характера изменения опытной разрушающей силы, охвата возможных видов разрушения, с точки зрения предпосылок, принятых в основу методов расчета, а также полноты учета напряженно-деформированного состояния разнодеформируемых стен, с точки зрения количественного соотношения опытных и расчетных сил.

Одной из причин недостатка нормативных методов является то, что в своей основе рассмотренные методы имеют различные предпосылки и описывают лишь один из возможных видов разрушения.

Таким образом, отсутствует единая методика расчета разнодеформируемых стен при изменении схем нагружения.

Действующие методы расчета дают значительные отклонения опытных и расчетных сил как в сторону занижения расчетной прочности, так и в сторону завышения прочности примерно в 2 раза.

Таким образом, в качестве общей оценки инженерных методов расчета можно отметить, что эти методы основываясь на различных предпосылках, недостаточно полно описывают действительное напряженное состояние разнодеформируемых стен, что в значительной степени объясняется с одной стороны сложностью работы стен, а с другой - недостаточным количеством экспериментальных исследований, чтобы выявить одновременное влияние различных факторов на прочность разнодеформируемых стен.

1.5. Цель и задачи исследований

Проведенный анализ существующих методов расчета разнодеформируемых стен позволяет сделать вывод, что эти методы являются весьма приближенными, не описывают физическую работу таких стен, не обеспечивают безопасность, и нуждаются в значительном совершенствовании. Таким образом, сложность напряженного состояния разнодеформируемых стен, не позволяет использовать существующие методы расчета стен.

В диссертационной работе ставились следующие задачи:

- провести систематизацию результатов экспериментальных исследований разнодеформируемых стен при действии вертикальных сил, выполненных разными авторами;
- провести исследования напряженно-деформированного состояния разнодеформируемых стен на основе численного метода при различных схемах нагружения с использованием результатов исследования фрагментов разнодеформируемых стен;
- провести исследования для выявления характера разрушения разнодеформируемых стен и изучить влияние схем их нагружения;
- разработать метод оценки разнодеформируемых стен зданий, предложить схему армирования их сопряжения.

2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАЗНОДЕФОРМИРУЕМЫХ СТЕН ПРИ РАЗЛИЧНЫХ СХЕМАХ НАГРУЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ

2.1. Рабочая программа экспериментальных исследований разнодеформируемых стен

Анализ результатов экспериментальных исследований позволил выделить серию экспериментальных исследований, проведенных учеными в ЦНИИСК им. Кучеренко [1], которые позволяют изучить работу разнодеформируемых стен при различных схемах нагружения вертикальной нагрузкой. Программа исследований показана на рис. 2.1.

Планирование данной магистерской диссертации осуществлялось на основе комплексной программы исследований стен, которая выполняется на кафедре железобетонных и каменных конструкций Пензенской ГАСА. Целью программы является разработка нового метода расчета разнодеформируемых стен.

Принцип построения программы исследований разнодеформируемых стен при различных схемах нагружения вертикальной нагрузкой заключается в приспособлении материалов физического эксперимента, описанного в [1], для изучения работы разнодеформируемых стен и разработки новых методов их расчета. Схема программы показана на рис. 2.2.

Выбор схем нагружения, в принятых для анализа исследованиях, основывался на действительной работе разнодеформируемых стен. В исследованиях принимались три схемы приложения нагрузки для всех принятых для анализа образцов.

В качестве первой схемы принималось одновременное нагружение вертикальной нагрузкой внутренней и наружных стен (рис. 2.3.а).

В качестве второй схемы было взято нагружение вертикальной нагрузкой внутренней поперечной стены (рис. 2.3.б).

В третьей схеме вертикальной нагрузкой были нагружены наружные продольные стены (рис. 2.3.в).

Группа	Характеристика образцов разнодеформируемых стен	Вид нагружения	Схемы их нагружения
А	Стены фрагментов образуют в плане симметричный двутавр, полкой которого служит стена длиной 6 м, и стенкой-стена длиной до оси симметрии 6 м.	Одновременное нагружение внутренней и наружных стен	
В		Нагружение внутренней поперечной стены	
С		Нагружение наружных продольных стен	

Рис. 2.1. Программа исследования разнодеформируемых стен при различных схемах нагружения

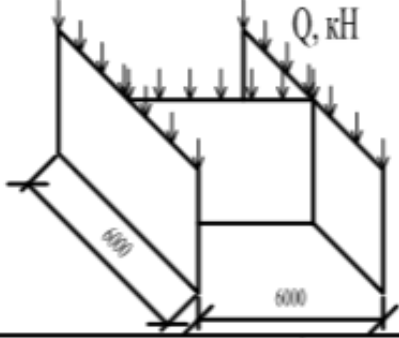
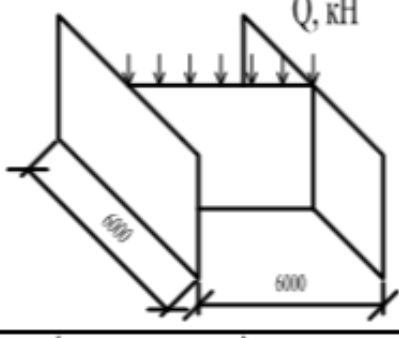
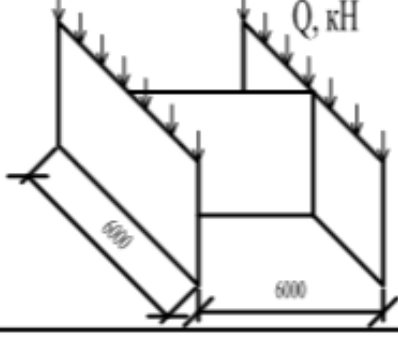
Вид нагружения	Схемы их нагружения
Одновременное нагружение внутренней и наружных стен	
Нагружение внутренней поперечной стены	
Нагружение наружных продольных стен	

Рис. 2.2. Схема программы исследований разнодеформируемых стен

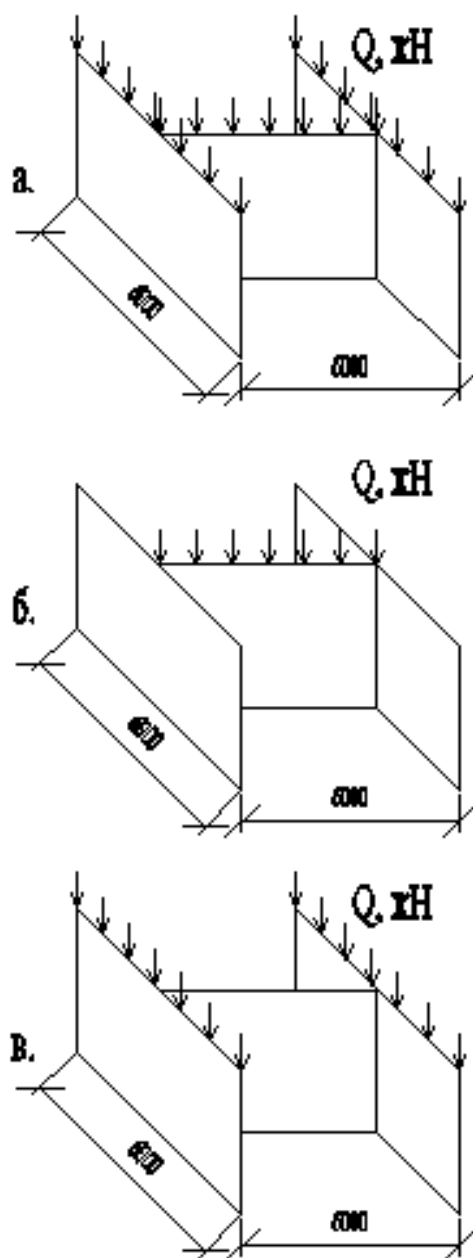


Рис.2.3. Схемы приложения нагрузки

Для получения полной информации о характере работы разнодеформируемых стен запланировано проведение численного эксперимента по методу конечных элементов, по программе “Лира”.

В целом программа анализа исследований позволяет дополнить информацию о характере работы и видах разрушения разнодеформируемых стен при нагружении вертикальной нагрузкой.

2.2. Общая характеристика опытных образцов

Стены рассматриваемых фрагментов образуют в плане симметричный двутавр, полкой которого служит стена длиной 6 м с оконными проемами или без них (наружная стена), аппроксимируемая конечными элементами плоской оболочки, и стенкой - стена длиной до оси симметрии 3; 6 или 9 м, аппроксимируемая конечными элементами балки-стенки. Плиты перекрытий, аппроксимируемые конечными элементами оболочки, имеют ширину 1,5 м и опираются на внутренние стены. Швы между плитами аппроксимировались конечными элементами линейной связи. Принималось, что в шве между плитами существует цилиндрический шарнир. Для конечных элементов, аппроксимирующих плиты, назначались приведенные высоты и модуль упругости, получаемые из условия, чтобы осевая и изгибная жесткости приведенного сечения равнялись фактической с учетом армирования плит. Характеристики фрагментов приведены в табл.2.1.

Таблица.2.1

Тип стен ы	Геометрические размеры стен			H/L	Конечные элементы	Модуль упругости, кПа
	Высот а H, м	Длина L, м	Толщи на h, м			
BC	3	6	0,38	0,5	балка-стенка	23
HC	3	6	0,64	0,5	оболочка	10,5

Примечание. BC – внутренняя стена; HC – наружная стена.

Схема опытных образцов показана на рис. 2.4

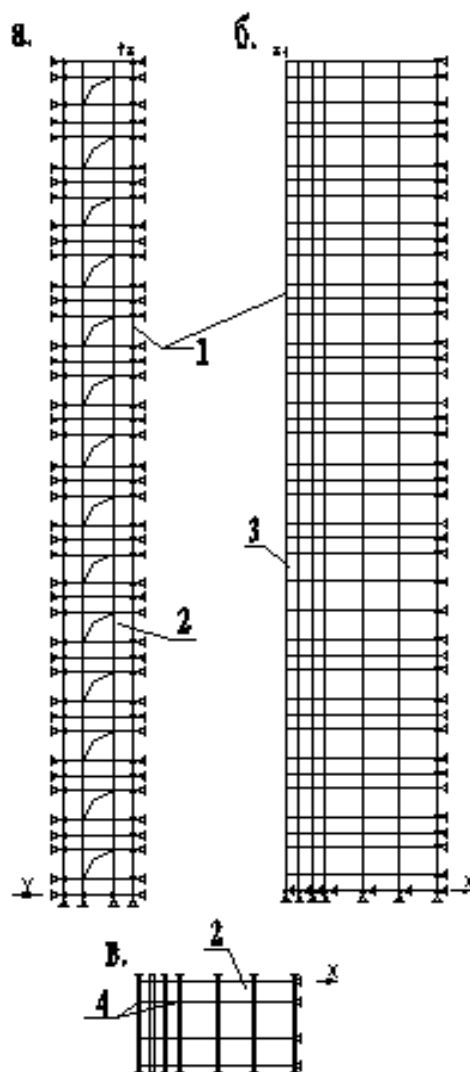


Рис.2.4. Расчетная схема фрагмента

а – наружная стена; б – внутренняя стена; в – диск перекрытия
 1 – линия пересечения стен; 2 – КЭ оболочки; 3 – КЭ балки-стенки; 4 – КЭ линейной связи

2.3 Методика испытаний

Согласно материалам, описанным в [1], схемы нагружения образцов была следующей.

Так как стены фрагментов образуют симметричный в плане двутавр, то производился расчет только Г-образного фрагмента, составляющего четверть двутавра, что возможно при обеспечении соответствующих

граничных условий. Во всех фрагментах ограничивались горизонтальные перемещения в плоскости стен по границам фрагментов, а также углы поворота наружных стен вокруг вертикальной оси по свободным сторонам и линии пересечения стен. Поворот наружной стены вокруг вертикальной оси в этих местах отсутствует в случае симметрии плана здания. Касательная к кривой изгиба плит перекрытий по границам фрагмента является горизонтальной, что обеспечивалось ограничением углов поворота плит перекрытий вокруг горизонтальных осей, совпадающих с границами диска перекрытий. По краю дисков перекрытий ограничивались горизонтальные перемещения перпендикулярно границе диска. По низу стен ограничивались все линейные перемещения.

К стенам и перекрытиям прикладывалась равномерно распределенная по поверхности нагрузка. Величина нагрузки от плит перекрытий принималась равной 0,6 т/м. Объемная масса материала наружных стен принималась равной 1,5 т/м и внутренних 1,9 т/м.

3. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ФРАГМЕНТОВ РАЗНОДЕФОРМИРУЕМЫХ СТЕН

В данной главе ставилась задача проанализировать результаты имеющихся экспериментальных исследований стыков разнодеформируемых стен при различных схемах нагружения. Оценка характера сопротивления соединения разнодеформируемых стен осуществлялась по главным выявленным факторам – характеру образования и развития трещин, схемам разрушения по закономерностям изменения разрушающих усилий и усилий образования трещин в зависимости от исследуемых факторов.

В связи с тем, что в данной работе были использованы результаты испытаний стыков разнодеформируемых стен проведенные в ЦНИИ ЭП жилища и формы разрушения дополнились данными численного эксперимента.

3.1. Характер работы, образование и развитие трещин. Оценка характера работы образцов.

На рис.3.1. – 3.3. приведены схемы образования трещин и формы разрушения трёх видов Т – образных стыков, разнодеформируемых стен.

Разрушение всех трёх стыков разнодеформируемых стен происходило по следующим схемам:

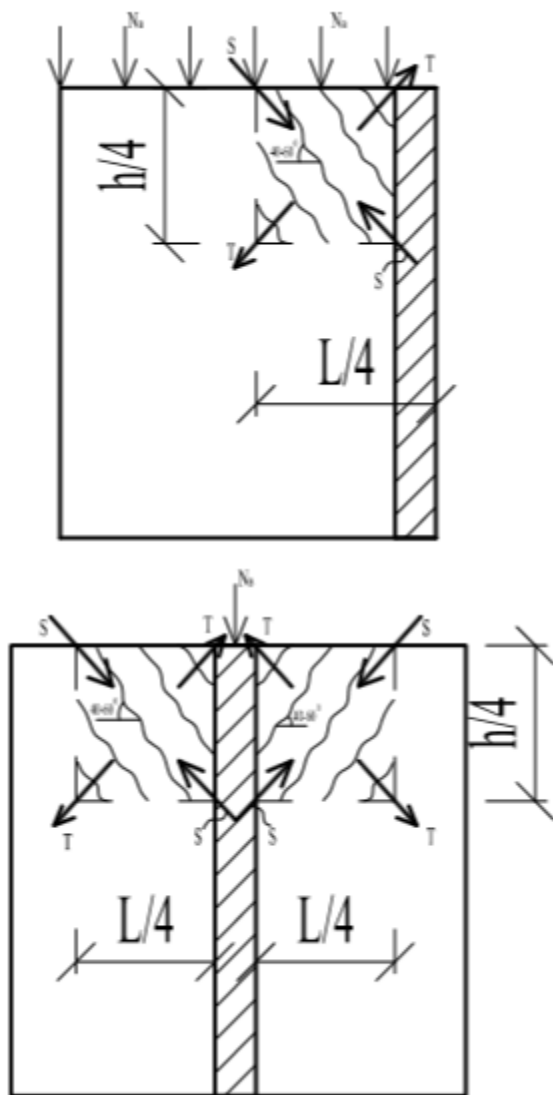


Рис.3.1. Схема образования трещин и общий вид разрушения стыка разнодеформируемых стен при передаче нагрузки на внутреннюю стену

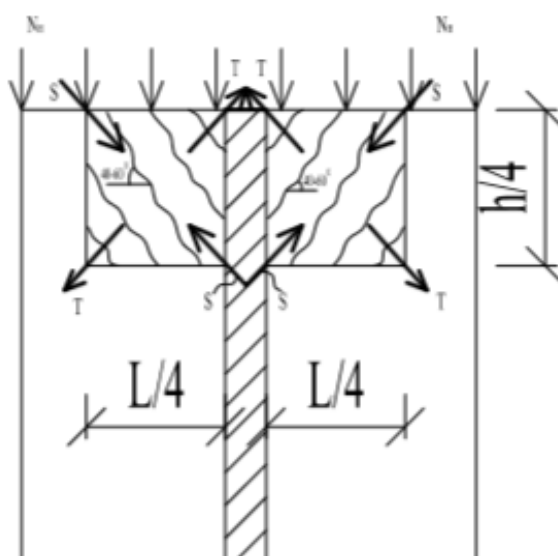
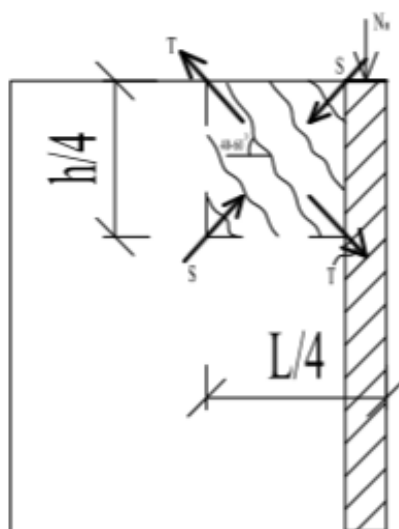


Рис.3.2. Схема образования трещин и общий вид разрушения стыка разнореформируемых стен при передаче нагрузки на наружную стену

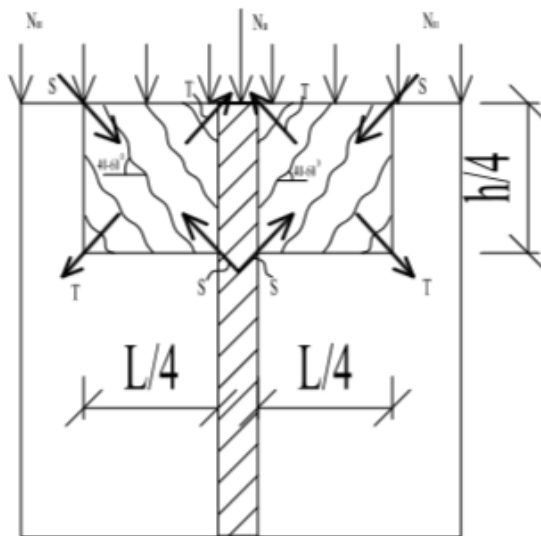
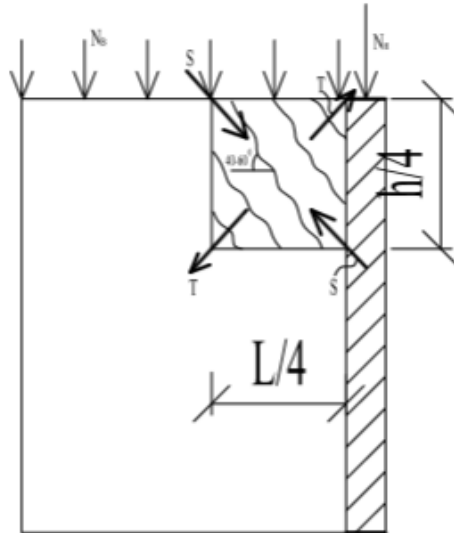


Рис.3.3. Схема образования трещин и общий вид разрушения стыка
разнодеформируемых стен при передаче нагрузки на наружную и внутреннюю
стены

В образцах с внутренними загруженными стенами разрушение происходило в результате образования мелких вертикальных трещин в зоне примыкания внутренней стены к наружной. Трещины образовались при нагрузке приблизительно равной $N=(0,4 - 0,5) N_u$ от разрушающей величины. Ширина их раскрытия составляла $0,1 - 0,2$ мм. С увеличением нагрузки до $N=0,7 \div 0,8 N_u$ от разрушающей величины образовались вертикальные и наклонные трещины на наружной стене. Их ширина составляла $0,1 \div 0,2$ мм.

Разрушение стыка произошло в результате образования и развития трещины T_0 по границе сопряжения стен. Её ширина составила $1,0 \div 2,0$ мм, (рис.3.1.). Разрушение происходило плавно и сопровождалось в зоне стыка образованием и развитием наклонных трещин.

В образцах с наружными загруженными стенами разрушение начиналось с образования вертикальной трещины T_0 – по границе сопряжения внутренней и наружной стены. Трещина образовывалась при нагрузке приблизительно равной $N=0,5N_u$ от разрушающей величины. При дальнейшем повышении нагрузки до $N=0,8N_u$ от разрушающей величины образовались наклонные трещины во внутренней и наружной стенах (рис.3.2). Разрушение происходило при стремительном росте трещины T_0 и выровом бетона из наружной и внутренней стен вдоль грани их сопряжения (рис.3.2.).

Ширина магистральной трещины T_0 составляла около $2,0$ мм. По длине трещина распространялась на всю высоту стыка (рис.3.2.). Разрушение также носило пластический характер. Перед разрушением нагрузка падала.

В образцах с одновременным нагружением внутренней и наружной стен, разрушение происходило при активном образовании наклонных трещин в стенах по границе их сопряжения. Трещины образовывались на более поздних этапах нагружения стен при нагрузке приблизительно равной $N=0,7N_u$ от разрушающей величины. Затем образовалась вертикальная

трещина T_0 по границе сопряжения стен. Ширина этой трещины составляла $1,0 \div 2,0$ мм, (рис.3.3).

Разрушение происходило при стремительном развитии этой трещины и вырве кусков бетона из стен.

3.2. Классификация трещин и схем разрушения.

Анализ характера образования трещин в испытанных стыках T – образных разнодеформируемых стен, позволяет провести классификацию основных видов трещин.

В испытанных образцах образовалось три вида трещин.

К первому типу относятся наклонные трещины $T_{гв}$ и $T_{гн}$ (рис.3.1.–3.3.), выделяющие зоны совместного влияния сопрягающихся между собой стен. Эти трещины образовывались на ранних этапах нагружения и больше не развивались.

Ближе к границе сопряжения стен образовывались мелкие прерывистые трещины T_c (рис.3.1.–3.2.). Траектория этих трещин принимала более вертикальный характер. По мере удаления от угла трещины принимали наклонное очертание и приближались к траекториям наклонных трещин (рис.3.1.–3.3.).

Третьим видом трещин являются одиночные вертикальные трещины T_0 (рис.3.1.–3.3.), распространяющиеся по границе сопряжения стен. Эти трещины имеют рваные края, сквозные. Возникают перед разрушением и имеют большую ширину раскрытия.

Перед разрушением около этих трещин образуются зоны вырыва бетона.

Основным видом разрушения стыков разнодеформируемых стен являются срез – разрыв по линии сопряжения стен, в результате разного роста деформаций.

3.3. Усилия образования трещин, разрушающие усилия

Опытные величины трещинообразования и разрушающих нагрузок испытанных образцов стыков разнодеформированных стен приведены в табл.3.1.

Таблица 3.1

Разрушающие усилия и усилия образования трещин

№	Марка испытанного образца	Разрушающая сила N_u , кН	Усилия образования трещин, кН					
			T_r		T_0		T_c	
			N_{crc}	N_{crc}/N_u	N_{crc}	N_{crc}/N_u	N_{crc}	N_{crc}/N_u
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	УС – 1	750	170	0,23	630	0,84	585	0,78
2	УС – 2	630	120	0,2	490	0,78	420	0,67
3	УС – 3	900	270	0,3	750	0,83	730	0,81

Из таблицы 3.1 видно, что разрушающие усилия и усилия образования трещин в узлах сопряжения разнодеформируемых стен зависят от схем их нагружения.

При одновременном нагружении внутренней и наружной стен разрушающие усилия и усилия образования трещин на 15 – 20 % выше других схем нагружения. В этом случае рост деформаций в обеих стенах происходит более равномерно.

Наименьшая величина разрушающей силы соответствовала случаю, когда нагружалась наружная, наиболее деформируемая стена. Рост деформаций наружной стены происходил быстро и это приводило к нарушению соединения между стенами.

При нагружении внутренней стены деформации от действия нагрузки передавались на наружную стену. Большая деформативность наружной стены позволяла сглаживать возникающие концентраторы напряжений на границе сопряжения стен. В результате разрушающее усилие возросло на 15% по сравнению со вторым образцом.

На рис.3.4 приведен график зависимости прочности стыка разнодеформируемых стен от схемы их нагружения.

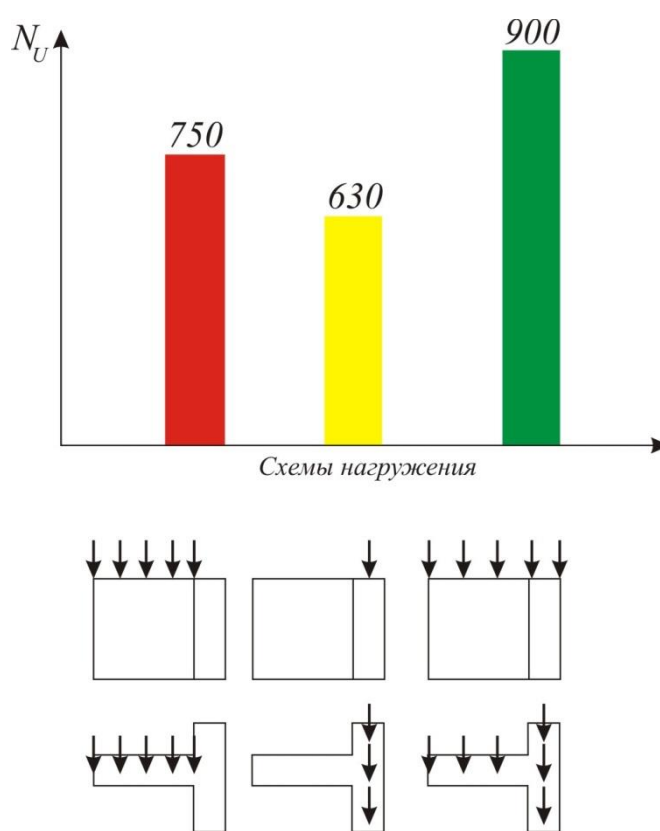


Рисунок 3.4.

Гистограмма зависимости прочности стыка разнодеформируемых стен от схемы их нагружения

Выводы по главе 3 .

Проведенные испытания моделей стыка разнодеформируемых стен позволили выявить характер разрушения и изучить влияние схем их нагружения.

- Все модели разрушались по границе сопряжения внутренней и наружной стен. Разрушение носило пластический характер.
- Нагружение всех стен одновременно повышает разрушающие силы и усилия образования трещин на 15 – 20%. Это объясняется более равномерным ростом деформаций в схемах.
- В узлах сопряжения разнодеформируемых стен образуются три вида трещин. Это наклонные трещины выделяющие зону совместного развития деформаций. Трещины образующиеся внутри выделенных зон мелкие и короткие, которые являются результатом раздробления бетона. И трещины вертикальные идущие в угловой зоне, имеющие равные края, по которым происходит разрушение стыка.
- Разрушение происходит в результате разрыва сжатой угловой зоны.

4. Исследования напряжённо-деформируемого состояния разнодеформируемых стен численным методом при различных схемах нагружения вертикальной нагрузкой

4.1. Программа исследований разнодеформируемых стен численным методом

Производился расчет испытанных фрагментов сопряжения разнодеформируемых стен при различных схемах нагружения численным методом по программе “ Ли́ра” for Windows-9.2. Целью этих исследований явилось получение дополнительной информации о качественной картине напряженно-деформированного состояния исследуемых моделей сопряжения разнодеформируемых стен. Исследования проводились на фрагментах таврового вида, состоящих из одной внутренней стены и двух наружных. Ставилась задача определить поля распределения деформаций напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} , а также $\sigma_{гл.сж}$, $\sigma_{гл.раст}$ и угла φ между ними при различных схемах приложения вертикальных нагрузок. Схема программы исследований фрагментов стен показана на рис.4.1.

Программой исследования предполагалось решение следующих задач:

1. Произвести расчёт фрагментов сопряжения разнодеформируемых стен при нагружении только внутренних стен.
2. Произвести расчёт фрагментов сопряжения разнодеформируемых стен при нагружении только наружных стен.
3. Произвести расчёт фрагментов сопряжения разнодеформируемых стен при одновременном нагружении наружных и внутренних стен.
4. Выполнить оценку напряженно деформируемого состояния рассчитанных фрагментов разнодеформируемых стен.

4.2. Расчётные схемы, методика расчёта

Расчетные схемы исследуемых фрагментов сопряжения разнодеформируемых стен разрабатывались путем разбивки их поверхностей

на конечные элементы в виде объемных прямоугольных ячеек, с разной жёсткостью, рис.4.2. - 4.4.

Схемы приложения нагрузок соответствовали схемам испытаний соответствующих фрагментов сопряжения разнодеформируемых стен.

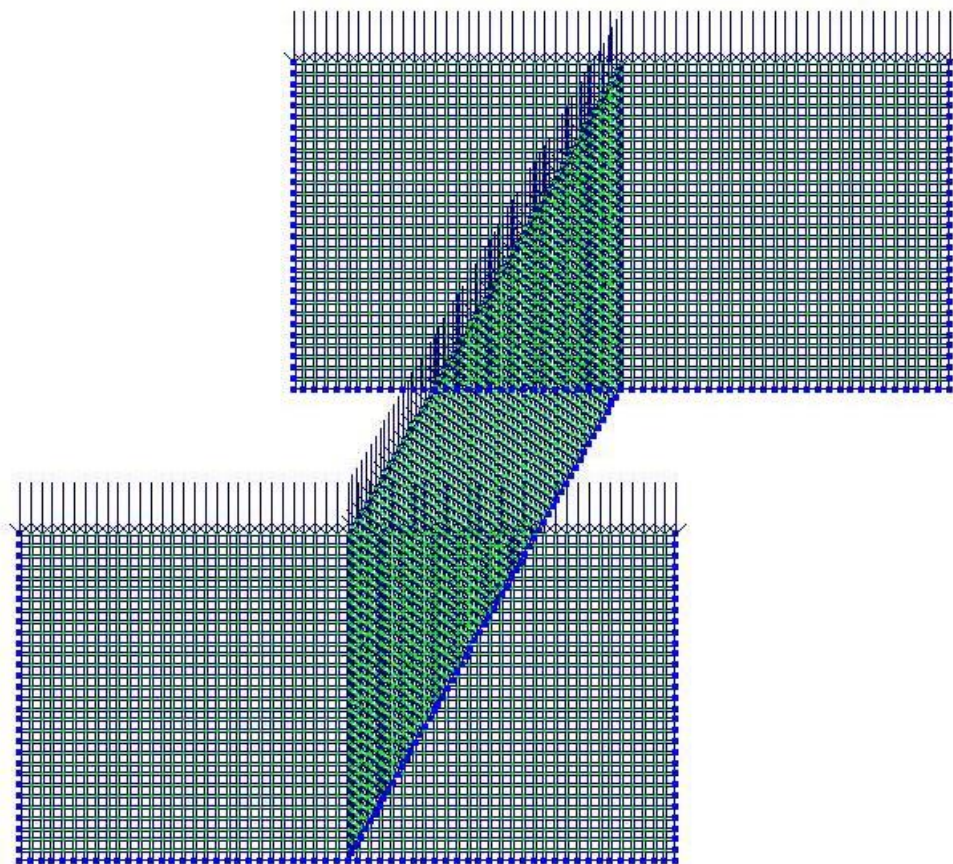


Рис.4.2. Расчетная схема сопряжения разнотелформируемых стен при одновременном нагружении наружных и внутренних стен

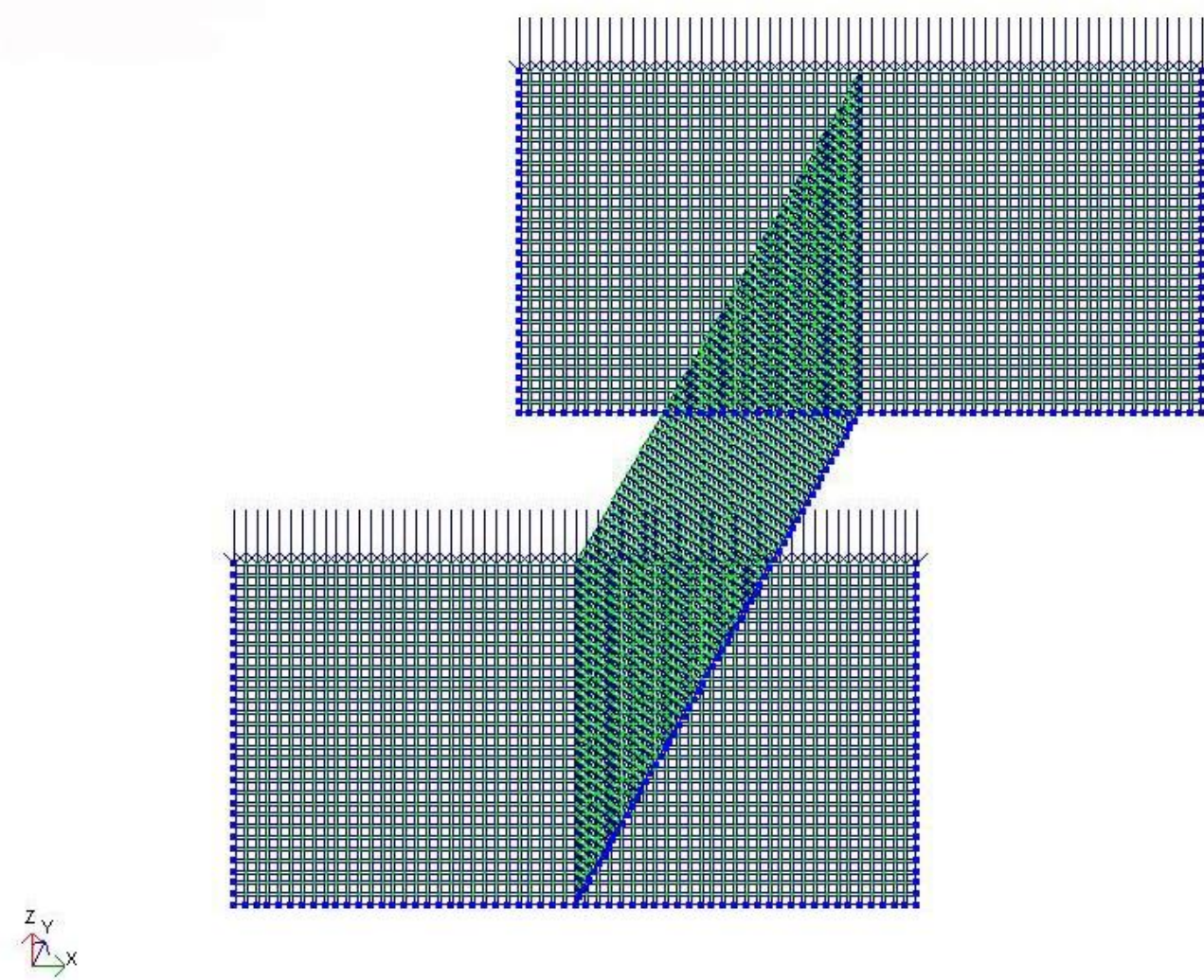


Рис.4.3. Расчетная схема сопряжения разнодеформируемых стен при нагружении наружных стен

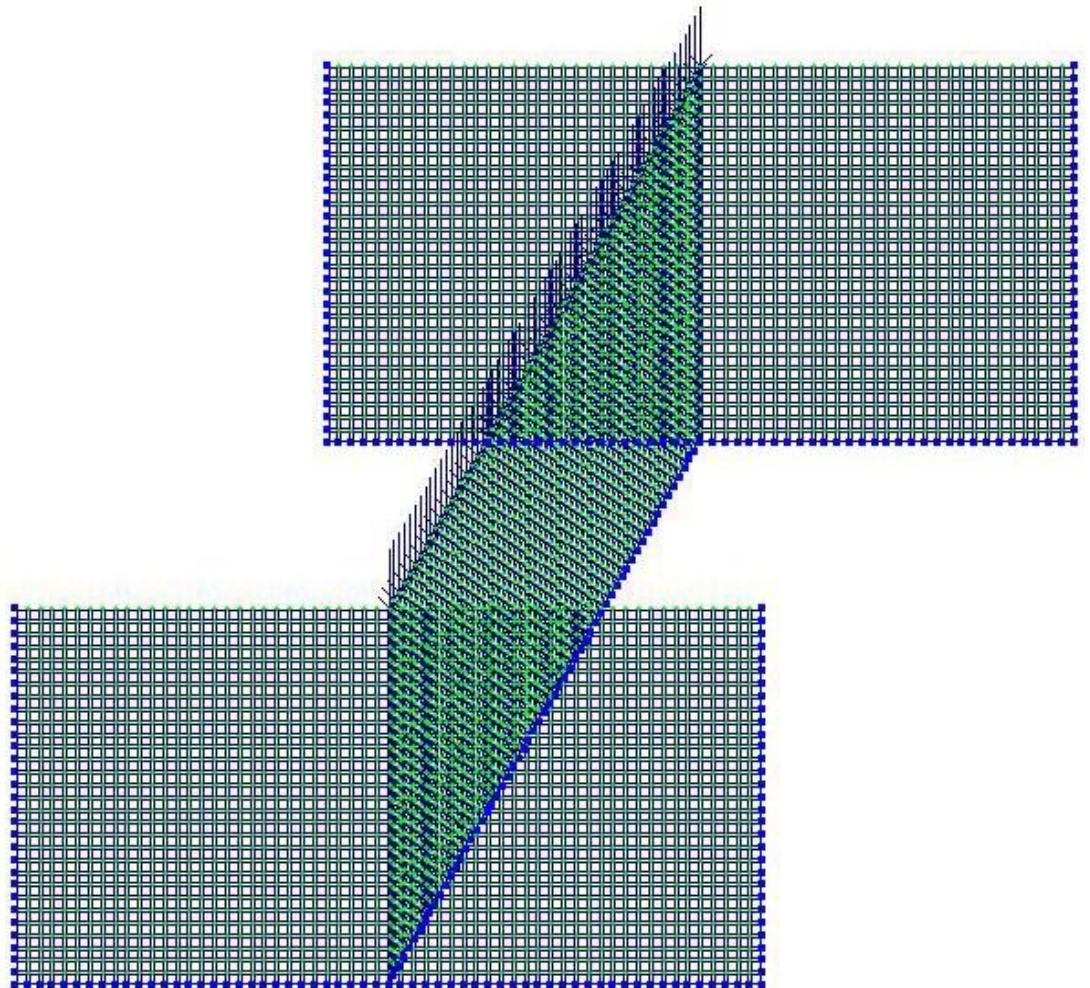


Рис.4.4. Расчетная схема сопряжения разнодеформируемых стен при нагружении внутренних стен

4.3. Результаты расчёта

В результате расчета получены величины напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} , построены эпюры указанных напряжений и изополя главных напряжений для всех фрагментов сопряжений разнодеформируемых стен согласно программы исследований.

Для наглядности представления материала на рис.4.5.-4.13. показаны характерные эпюры и линии напряжений, необходимые для оценки напряженно-деформированного состояния, совмещенные с деформируемыми схемами исследуемых образцов.

Анализ напряженно-деформированного состояния стен

Таким образом, на основе численного эксперимента получена обширная информация о характере НДС разнодеформируемых стен при различных схемах нагружения вертикальной нагрузкой.

Рассмотрим поочередно характер распределения всех видов деформаций при необходимости выделения особенности изменения напряжений от исследуемых факторов.

Анализ схем деформирования и распределения полей деформаций показал, что во всех исследуемых фрагментах появляются дополнительные деформации в зонах соединения продольных и поперечных стен.

Напряжения σ_z и перемещения в направлении оси Z.

Распределение напряжений σ_z и деформаций ε_z зависело от схемы приложения нагрузки. При нагружении внутренней стены, рис.4.5, наибольшие величины деформаций и напряжений концентрировались в средней части внутренней стены. Изополя перемещений в этом случае были более равномерными, с приближением к наружным стенам перемещения незначительно уменьшались в зонах сопряжения. Изополя передавались на

наружные стены, в этом месте в наружных стенах образовывались седлообразные концентраторы напряжений и перемещений.

При нагружении наружных стен схема распределения напряжений и перемещений в направлении оси Z менялась, рис.4.8. Максимальное значение напряжений и перемещений концентрировались возле узла сопряжения внутренних и наружных стен. Среднее поле внутренней стены практически не деформировалось. Верхняя поверхность внутренней стены приобрела дугообразный вид, рис.4.8.

При одновременном нагружении внутренних и наружных стен схема распределения напряжений менялась незначительно, рис.4.11. Появлялись перемещения и напряжения по всей поверхности внутренней стены. Внутренние и наружные стены оказывали сдерживающий эффект на распространение деформаций около зон сопряжения.

Напряжения σ_y и перемещения в направлении оси Y .

Распределение напряжений σ_y и деформаций в направлении оси y показано на рис.4.6, 4.9 и 4.12. При нагружении внутренней стены Изополя деформаций концентрировались в зоне сопряжения внутренних и наружных стен, рис.4.6. Поверхность внутренней стены имела вогнутый характер. В наружных стенах также образовывались вогнутые седлообразные концентраторы деформаций, рис.4.6.

При нагружении наружных стен напряжения и деформации в направлении оси y также концентрировались возле зон сопряжения стен, рис.4.9. Внутренняя стена выгибалась в верхней части. В наружных стенах образовывались вогнутые линии изополей с обеих сторон от границ сопряжения со внутренней стеной, рис.4.9.

При одновременном нагружении стен схема распределения деформаций практически не отличалась, рис.4.12. Наблюдалось увеличение значений деформаций и зон их распределения.

На рис.4.7, 4.10, 4.13 показаны схемы деформирования стен в направлении оси X.

При нагружении только внутренних стен образовывались замкнутые кольцевые зоны изополей перемещений в наружных стенах, рис.4.7. Эти зоны образовывались с обеих сторон от внутренней оси. Так же зоны образовывались и при других схемах нагружения. Изменение схем нагружения приводило к изменению общего вида деформирования стен. При нагружении внутренней стены происходил прогиб вниз верхней поверхности стены, а при других схемах выгиб вверх, рис.4.7, 4.10, 4.13.

Выводы по главе 4 .

- Напряженное состояние сопряжений разнодеформируемых стен характеризуется образованием участков концентраций напряжений. Эти участки образуются в местах сопряжения стен.
- Внутренние стены оказывают сдерживающее влияние на развитие деформаций в наружных стенах. Наружные стены как более деформативные догружают внутреннюю стену. В наружных стенах образуются седлообразные изгибы линий изополей деформаций.
- Внутренние стены при изменении схемы приложения нагрузок приобретают либо прогибы в низ, либо выгиб вверх.
- Наибольшие величины напряжений и деформаций концентрируются в верхних угловых зонах и уменьшаются вниз по высоте стены.

- При одновременном нагружении всех стен и при нагружении наружных стен, отмечается уменьшение деформаций поперечной стены и увеличение деформаций продольных стен в зонах их сопряжения. При этом величина дополнительных деформаций в 1,5 раза выше при нагружении только продольных стен.
- При нагружении одних поперечных стен картина деформирования исследуемых фрагментов меняется на противоположную. Отмечается увеличение деформаций в продольных стенах и резкое уменьшение деформаций в поперечной стене.
- При распределении деформаций ε_x , т.е. вдоль поперечной стены, в зонах соединения продольных и поперечных стен во всех схемах нагружения отмечается появление дополнительных растягивающих напряжений в продольных стенах и преобладание сжимающих напряжений в поперечных стенах. Это говорит о том, что развитие поперечных деформаций вдоль поперечных стен сдерживается продольными стенами, которые в этом случае начинают работать на изгиб из плоскости стены и в них появляется растяжение при изгибе.
- При распределении деформаций ε_y , т.е. вдоль продольных стен, в зонах соединения продольных и поперечных стен во всех схемах нагружения наблюдается преобладание растягивающих деформаций, как в продольных, так и в поперечных в стенах.

При распределении ε_z , т.е. в вертикальном направлении исследуемых фрагментов, в зонах соединения продольных и поперечных стен во всех схемах нагружения наблюдается преобладание сжимающих деформаций, как в продольных, так и в поперечных в стенах.

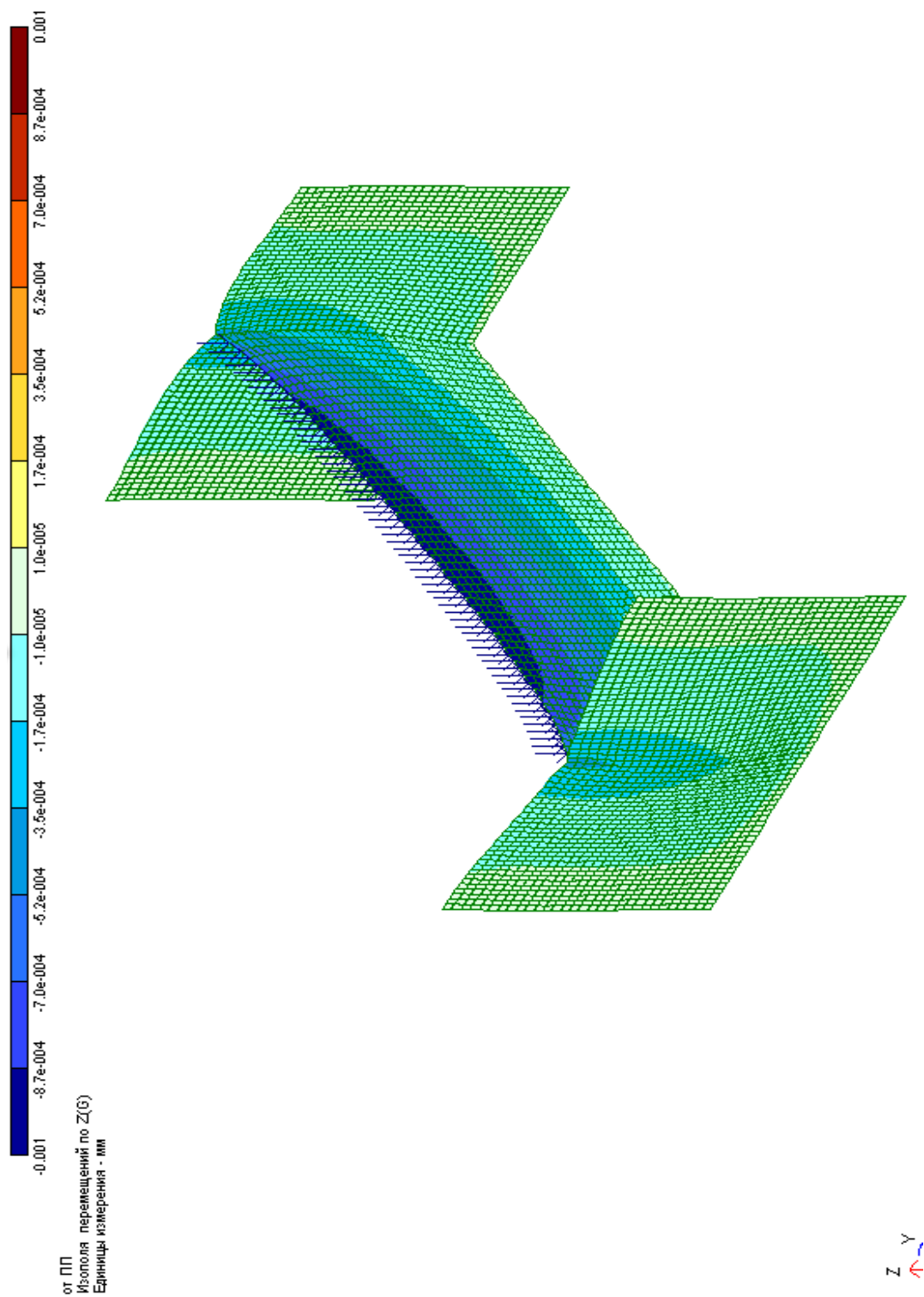


Рис.4.5. Изополя распределения перемещений и напряжений по оси Z при нагружении внутренней стены

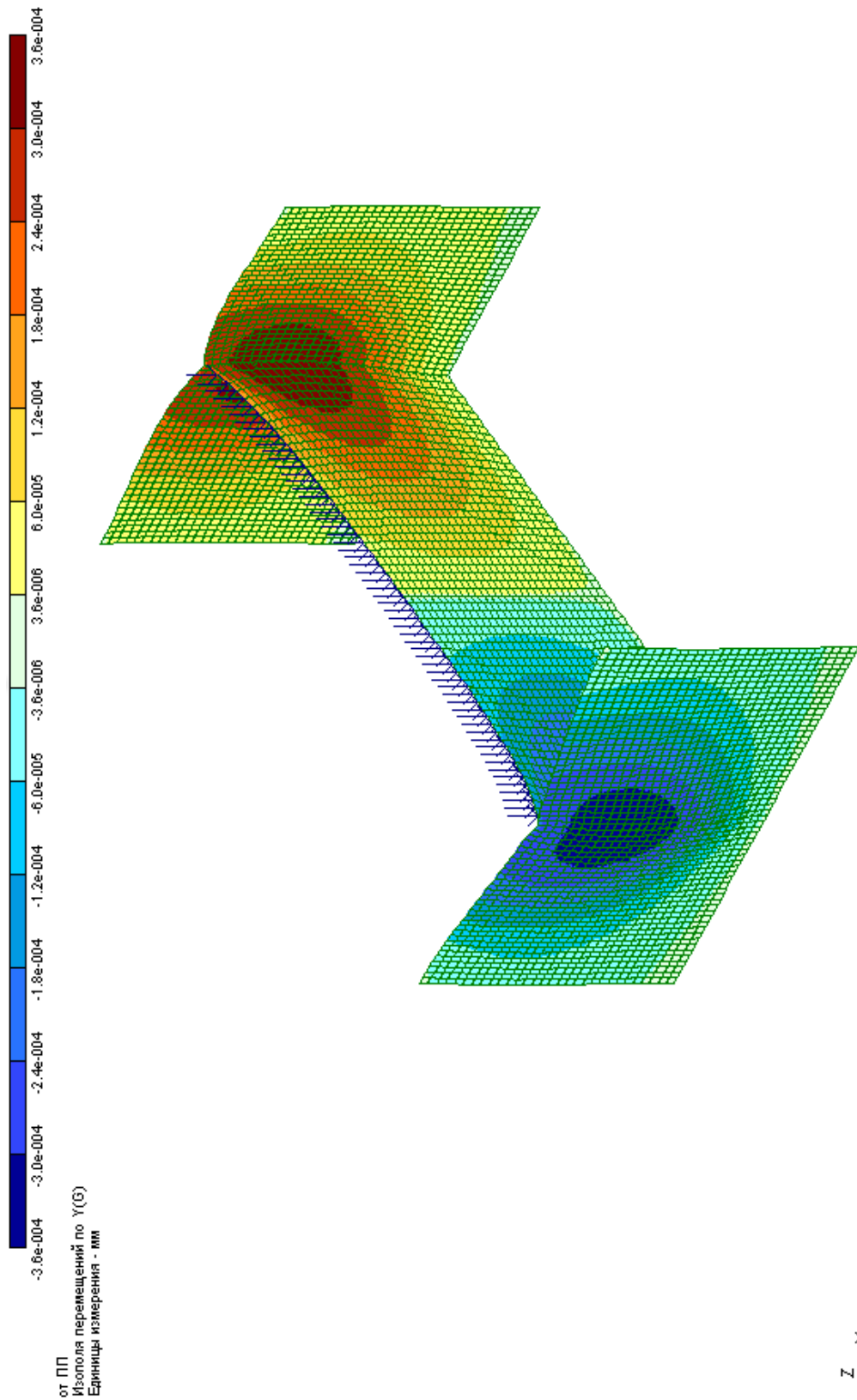


Рис.4.6. Изополя распределения перемещений и напряжений по оси Y при нагружении внутренней стены

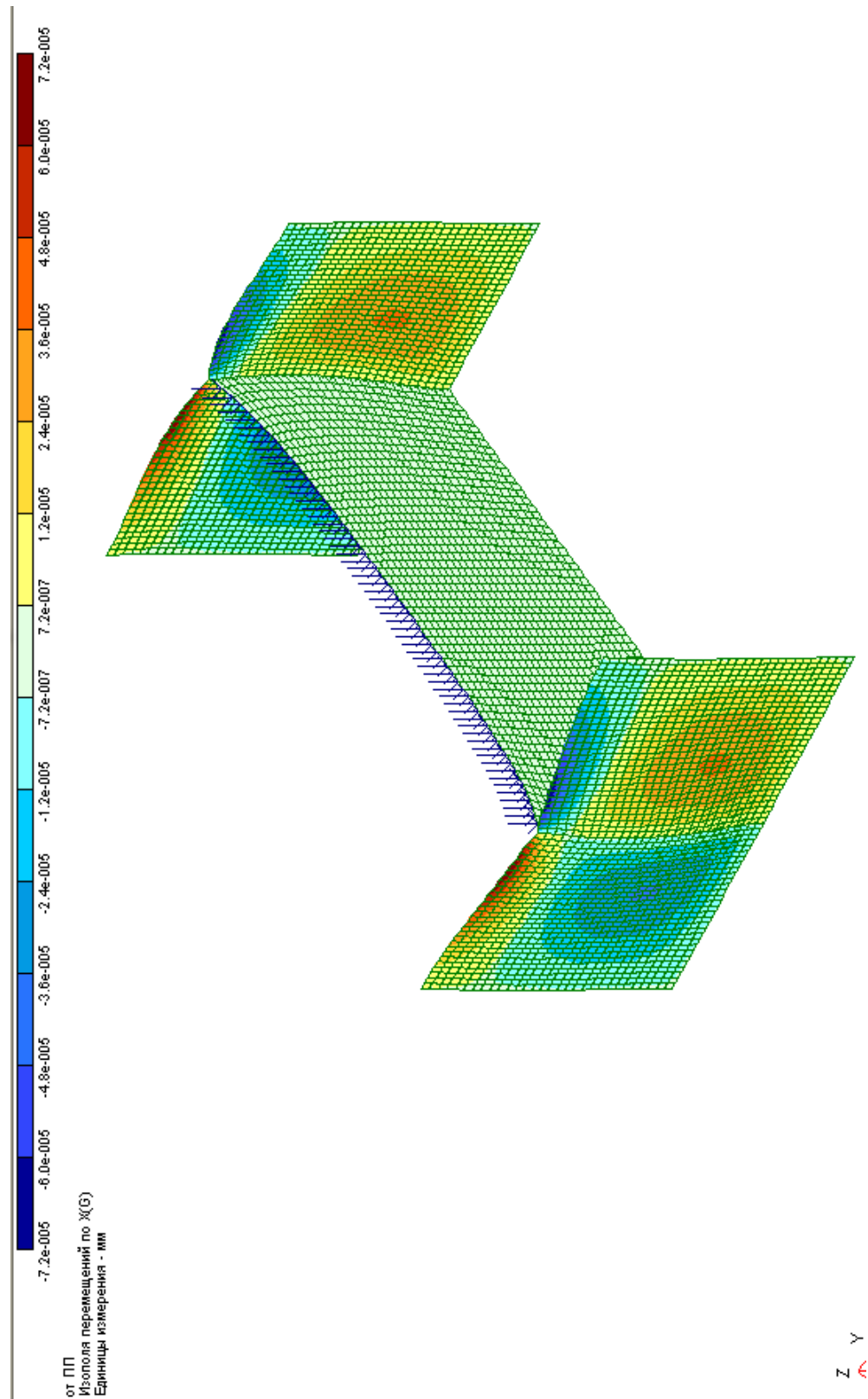


Рис.4.7. Изополя распределения перемещений и напряжений по оси X при нагружении внутренней стены

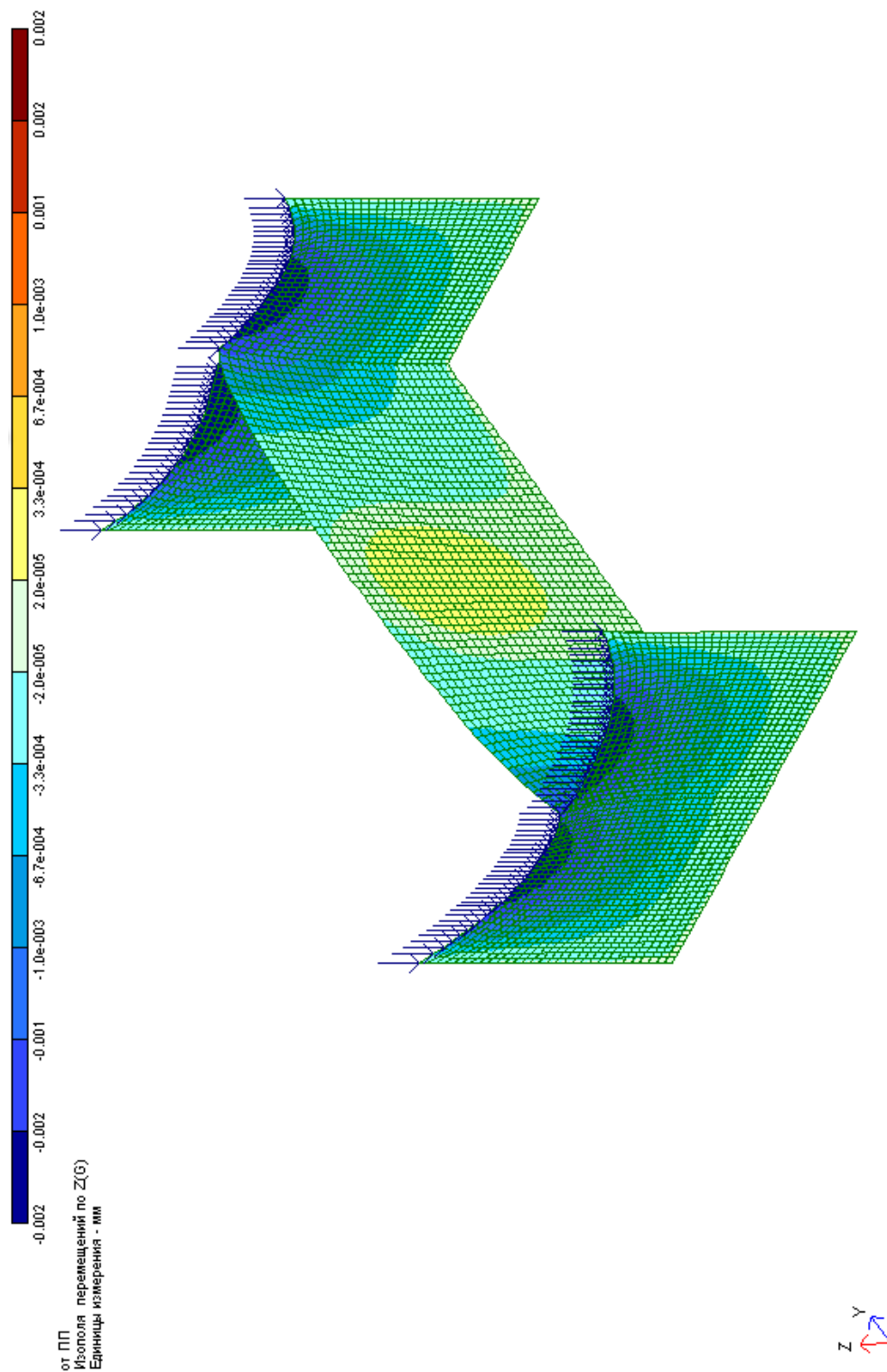


Рис.4.8. Изополя распределения перемещений и напряжений по оси Z при нагружении наружных стен

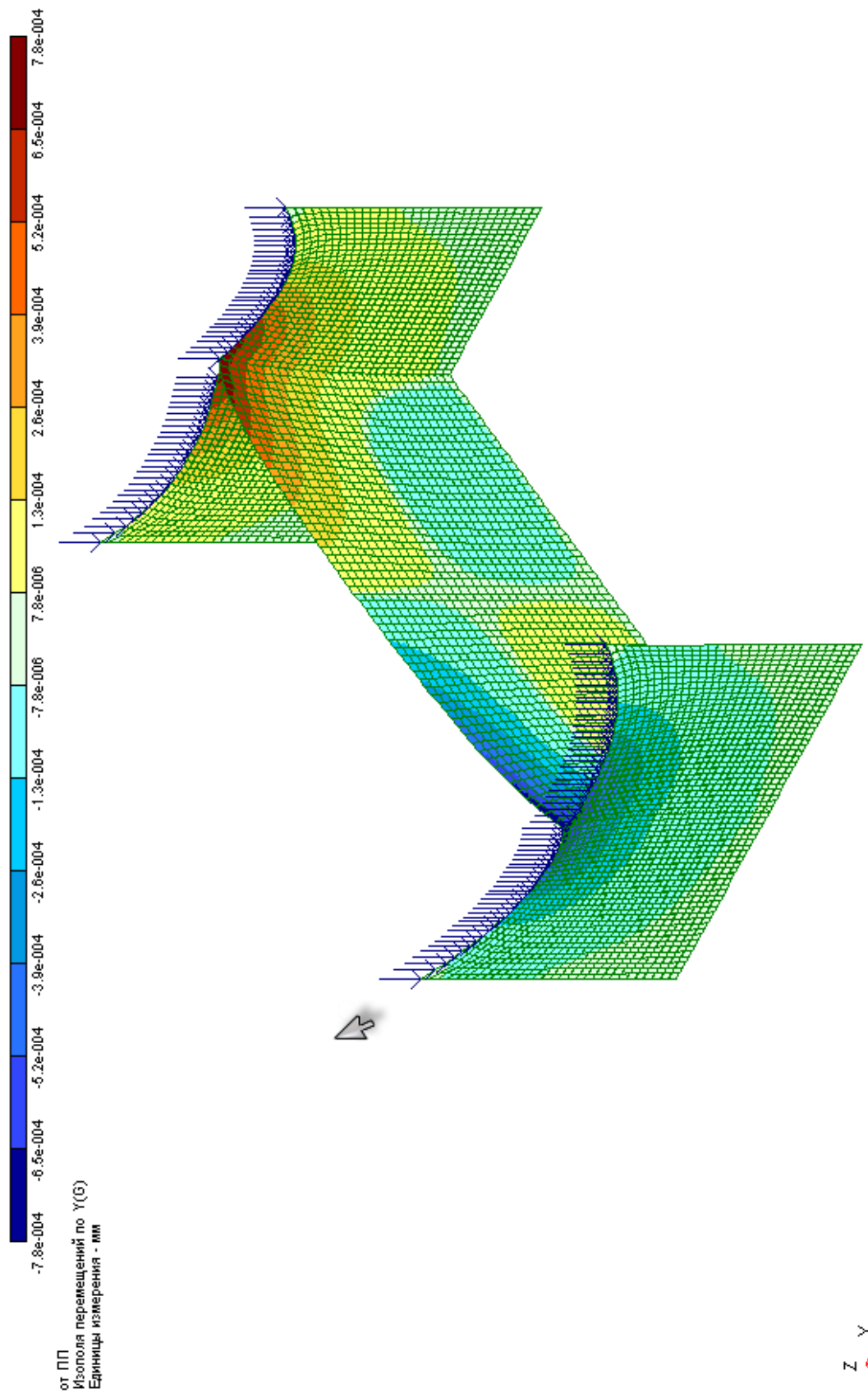


Рис.4.9. Изополя распределения перемещений и напряжений по оси Y при нагружении наружных стен

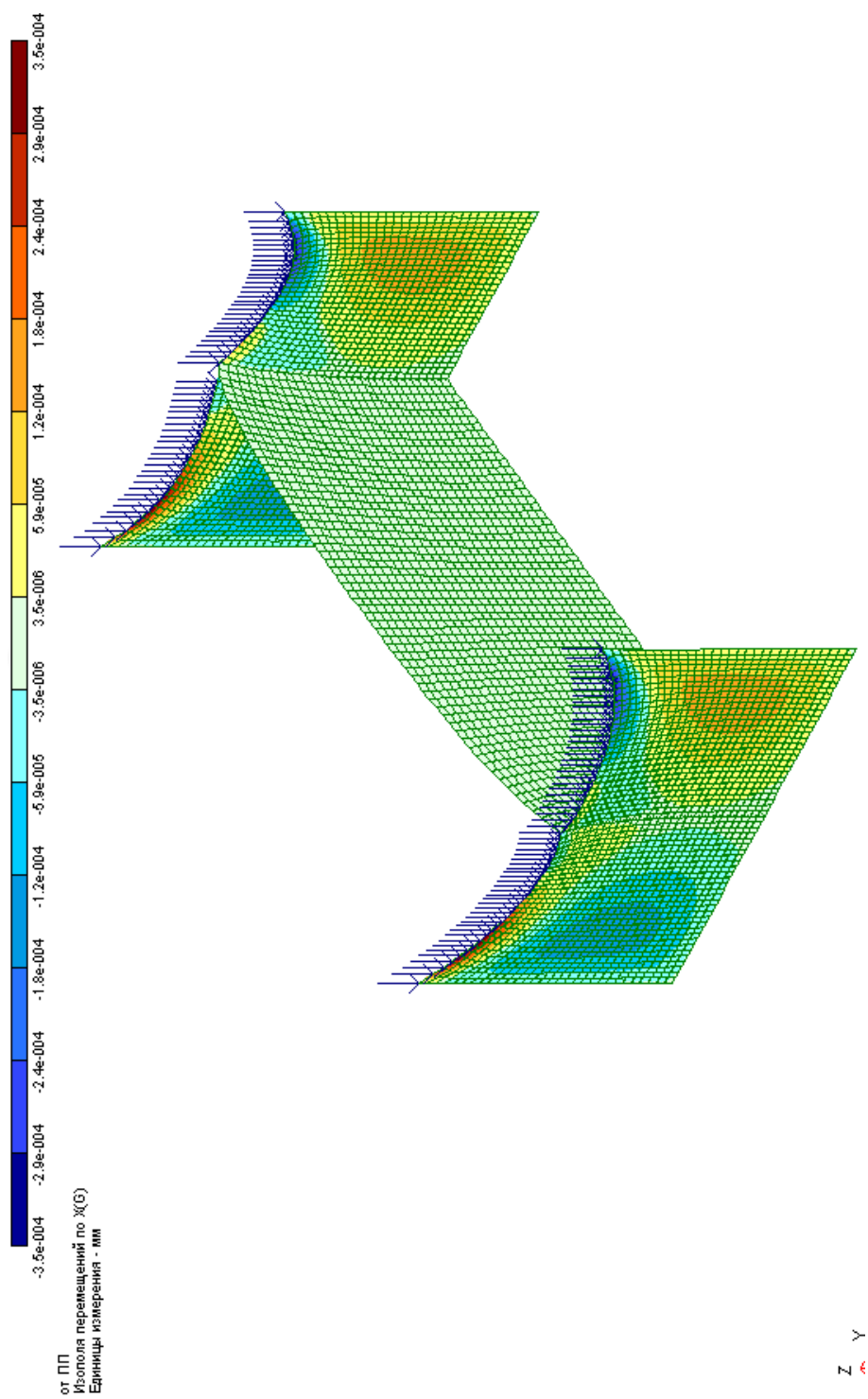


Рис.4.10. Изополя распределения перемещений и напряжений по оси X при нагружении наружных стен.

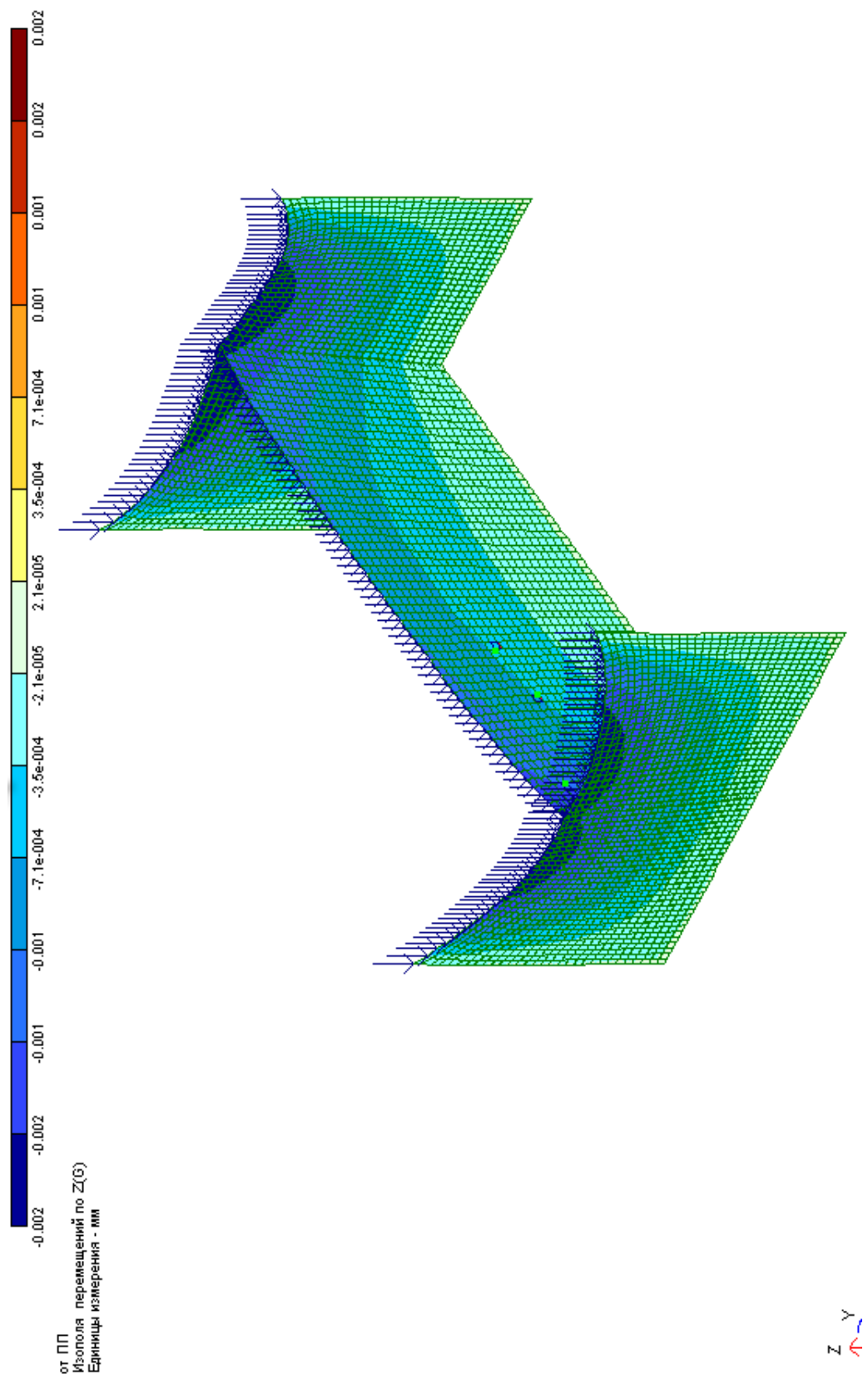


Рис.4.11. Изополя распределения перемещений и напряжений по оси Z при одновременном нагружении наружных внутренних стен.

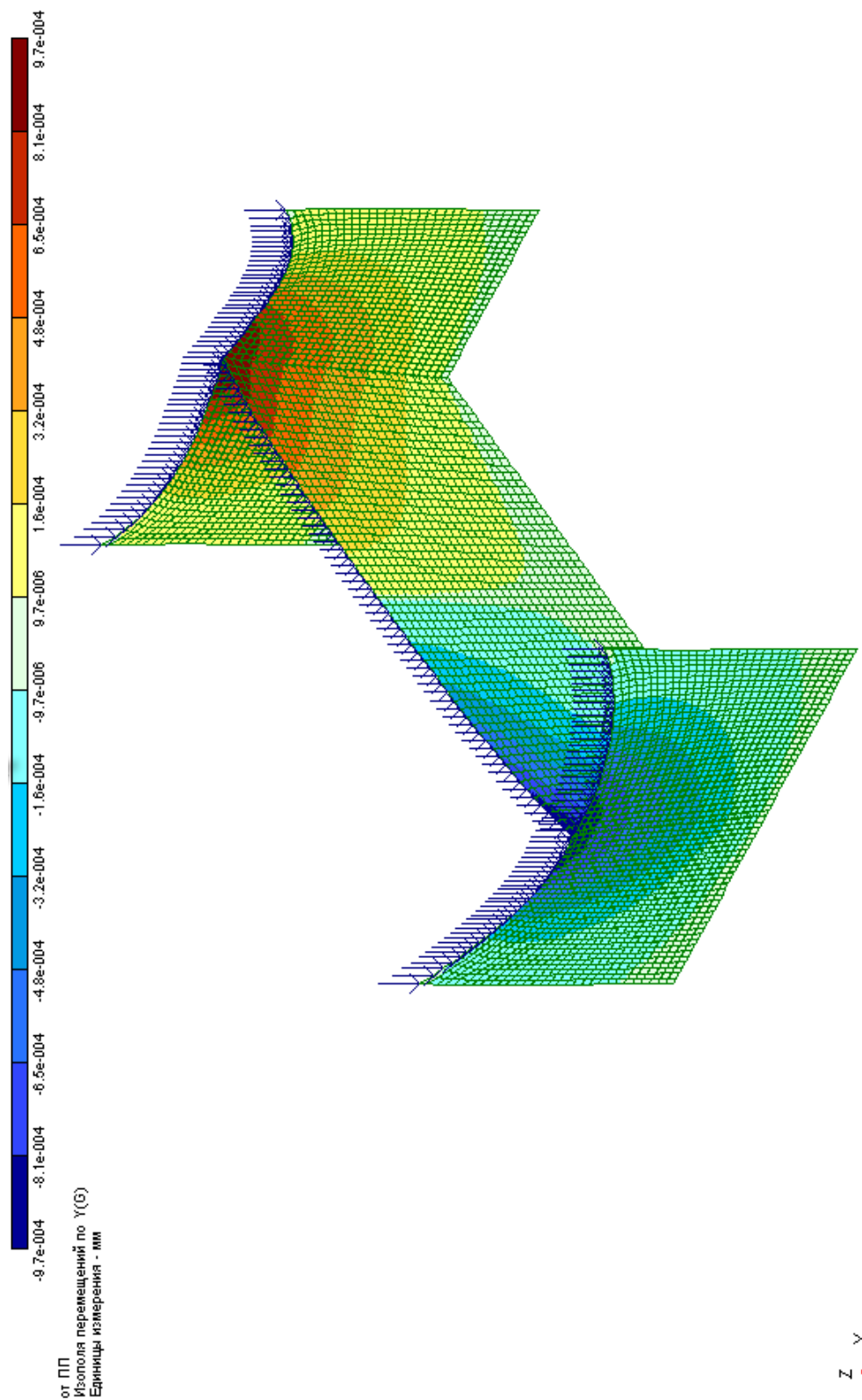


Рис. 4.12. Изополя распределения перемещений и напряжений по оси Y при одновременном нагружении наружных и внутренних стен.

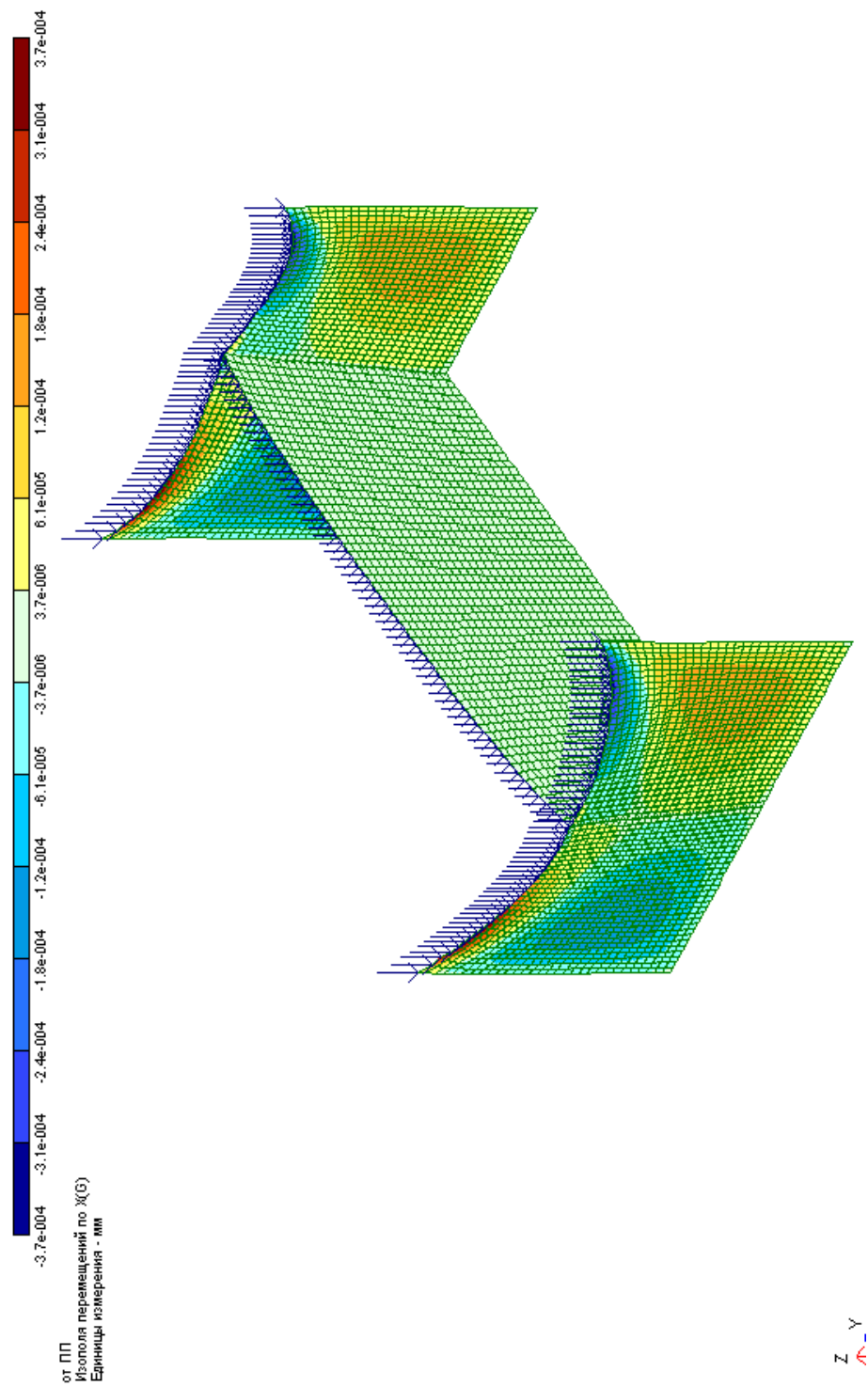


Рис. 4.13. Изополя распределения перемещений и напряжений по оси X при одновременном нагружении наружных и внутренних стен.

5. Совершенствование методов расчета и конструирования соединений разнодеформируемых стен

На основе полученных результатов исследований решено разработать расчетную модель, позволяющую описывать совместную работу разнодеформируемых стен. По мере проведения дальнейших исследований эта модель составит основу для развития методов расчета соединений разнодеформируемых стен.

5.1. Разработка расчетной модели на основе копирования напряженного состояния узла сопряжения разнодеформируемых стен.

Для разработки расчетных моделей стыка разнодеформируемых стен, проведен дополнительный анализ развития трещин в узле. На основе результатов физических экспериментов проведенных разными авторами и численного эксперимента проведенного в магистерской диссертации построены схемы развития трещин во внутренних и наружных разнодеформируемых стенах, а так же вызывающие их усилия при различных схемах нагружения, рис.5.1, 5.2, 5.3.

Из рис.5.1÷5.3 видно, что основные повреждения узла происходит в верхней зоне узла сопряжения, размеры которой равны $\frac{1}{4}$ высоты и длины соответствующей стены. Характерные трещины во всех случаях имеют угол наклона приблизительно равный $\alpha=45^{\circ}$.

Трещины развиваются при совместном действии сжимающих и растягивающих сил, действующих во взаимно перпендикулярных направлениям, рис.5.1÷5.3. Характер развития напряженно-деформированного состояния узла сопряжения разнодеформируемых стен позволяет сделать вывод, что для расчета их прочности можно использовать каркасно-стержневую модель, которая широко используется в исследованиях проводимых на кафедре СК ПГУАС, руководителем которых является профессор Н. Н. Ласьков.

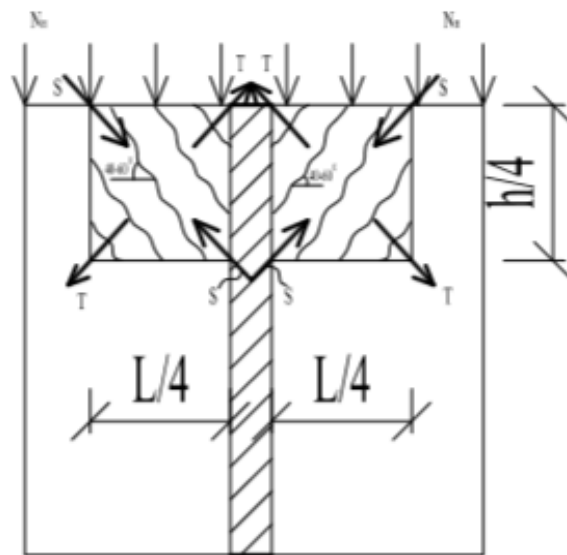
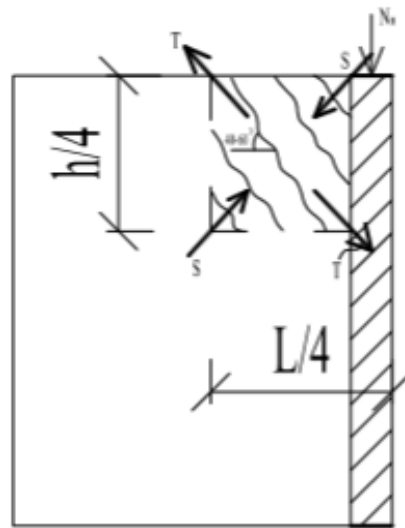


Рис.5.1. Схема развития трещин и направление сжимающих и растягивающих усилий в узле сопряжения разнотолщинных стен при нагружении наружной стены

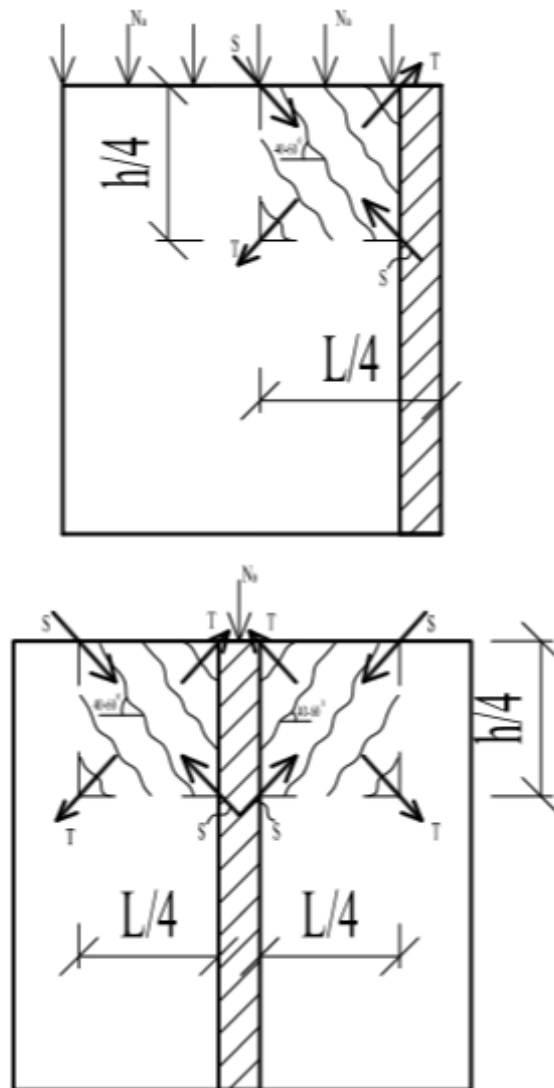


Рис.5.2. Схема развития трещин и направление сжимающих и растягивающих усилий в узле сопряжения разнодеформируемых стен при нагружении внутренней стены

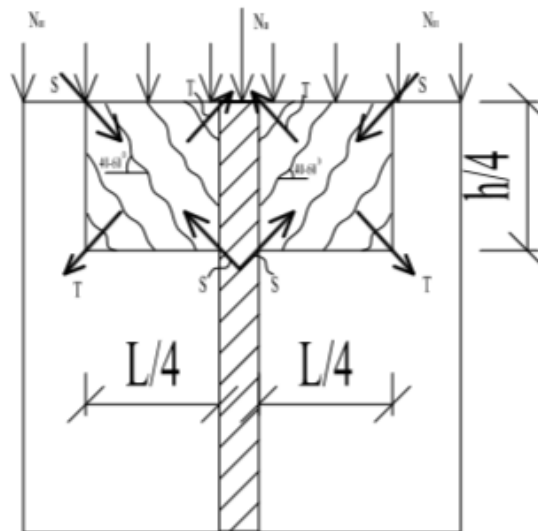
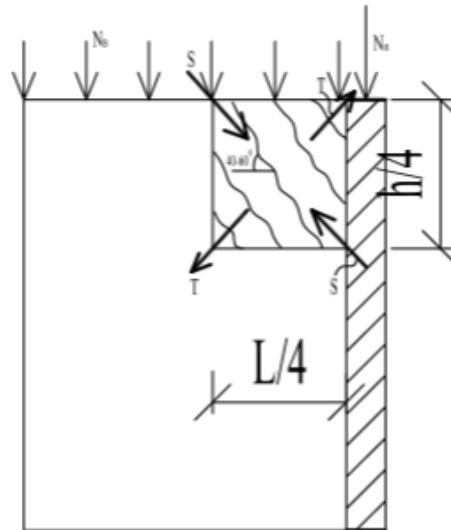


Рис.5.3. Схема развития трещин и направление сжимающих и растягивающих усилий в узле сопряжения разнодеформируемых стен при одновременном нагружении внутренней и наружной стен

Построение расчетных моделей осуществлялось после предварительного анализа расчетных моделей стеновых конструкций, для которых на кафедре СК использовалась модель состояния из двух Λ – образных стержневых систем. Каждая из них состояла из наклонного и вертикального стержня. Вертикальные стержни имитировали пояса. В первой модели, расположенной слева от оси симметрии вертикальный арматурный пояс испытывал сжатие, во второй модели – растяжение. Наклонные стержни имитируют концентрированные потоки сжимающих и растягивающих напряжений, пересекающихся в центральной части стены. Построение расчетных моделей подробно описано в работах профессора Т.И. Барановой и профессора Н.Н. Ласькова.

В работах делался вывод, что с целью получения универсального подхода к расчету стеновой конструкции, а также в связи с тем, что разрушение происходило внутри наклонного потока сжимающих напряжений, целесообразно принимать единую Λ – образную модель, в которой наклонный стержень имитирует условную сжатую полосу бетона. Влияние растягивающих напряжений предлагается учитывать при определении предельного состояния наклонной полосы, оценивая работу бетона на растяжение вдоль расчетной наклонной полосой будет полоса расчетной модели, испытывающая сжатие и растяжение одновременно.

На рис.5.4÷5.6 приведены расчетные модели узла сопряжения разнодеформируемых стен, построенные для трех вариантов нагружения вертикальными силами по правилам разработанным, в выше указанных исследованиях.

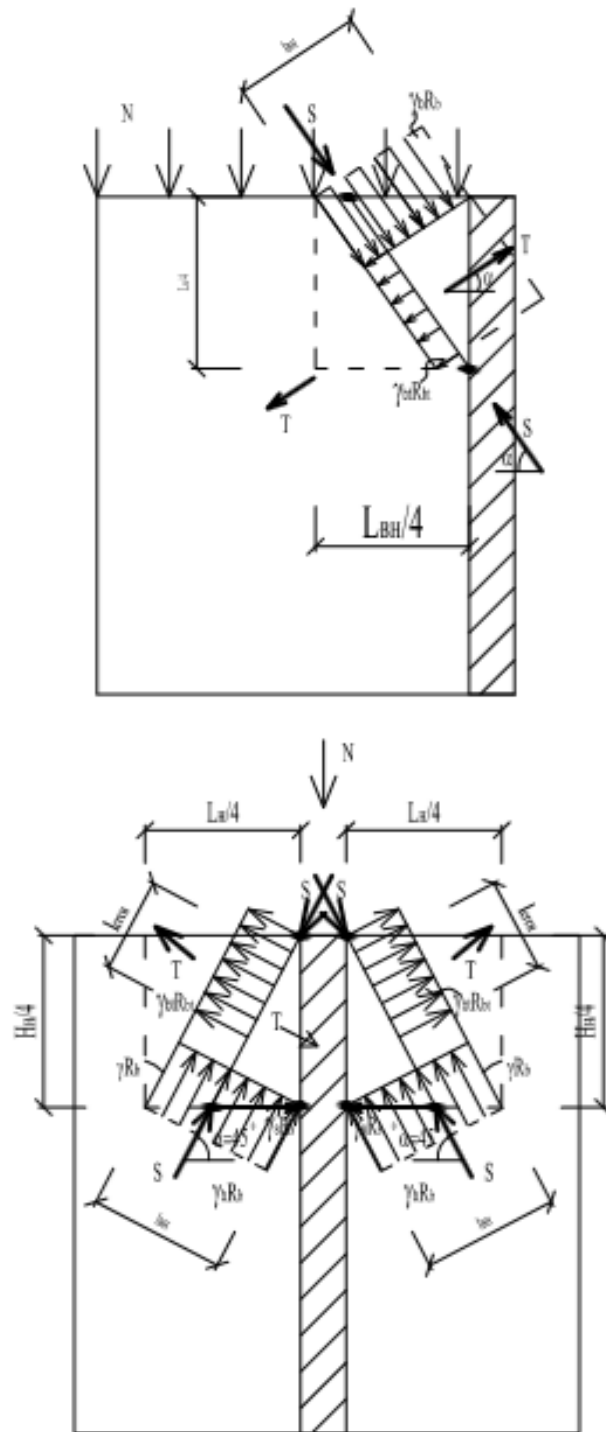


Рис.5.4. Расчетная схема узла сопряжения разнодеформируемых стен при нагружении внутренней стены на основе каркасно-стержневой модели

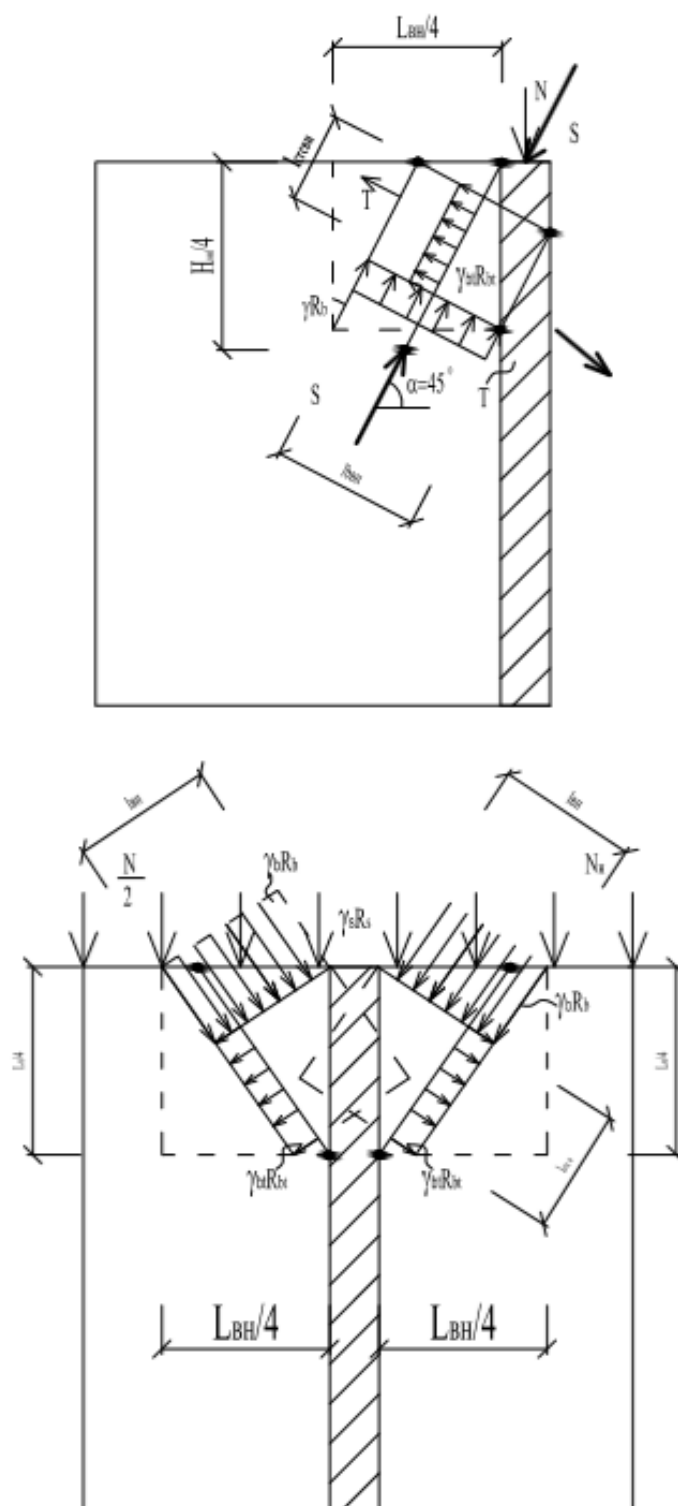


Рис.5.5. Расчетная схема узла сопряжения разнодеформируемых стен при нагружении наружной стены на основе каркасно-стержневой модели

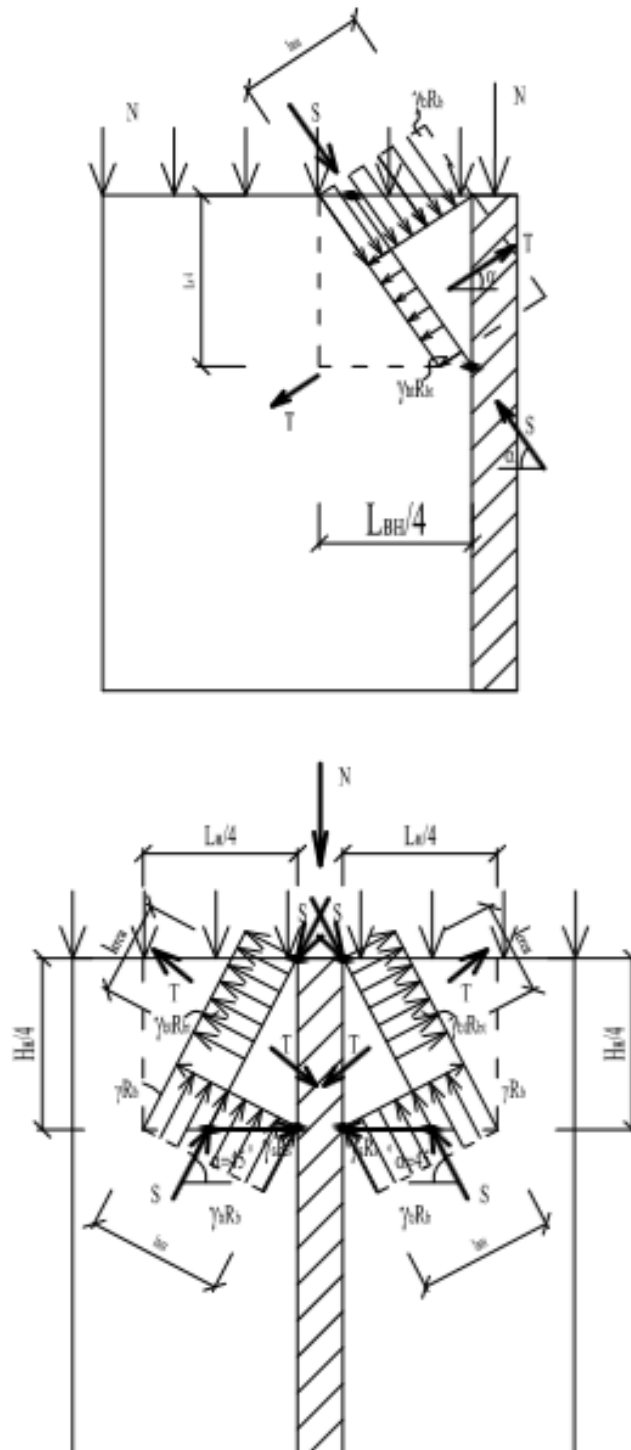


Рис.5.6. Расчетная схема узла сопряжения разнотолщинных стен при одновременном нагружении внутренней и наружной стен на основе каркасно-стержневой модели

5.2. Разработка расчетных зависимостей.

Принятые расчетные модели описывают два вида разрушения по растянутой зоне и разрушение наклонной полосы бетона.

Предельным состоянием по растянутой $\gamma_{bt}R_{bt}$ зоне считается состояние, когда напряжение в растянутой арматуре достигает предельных значений $\gamma_s R_s$ или растягивающие напряжения в бетоне в зоне анкеровки арматуры каркаса $\gamma_{bt}R_{bt}$. Предельным состоянием по наклонной сжатой полосе считается состояние, когда напряжение в бетоне по ширине расчетной полосы достигает предела прочности при сжатии $\gamma_b R_b$ и предела прочности при растяжении по длине полосы $\gamma_{bt}R_{bt}$.

На основе разработанных расчетных моделей составлены условия прочности, по растянутой зоне – зависимость (5.1), по сжатой зоне – зависимость (5.2)

$$N \leq \gamma_s R_s A_s / \operatorname{tg} \alpha, \quad (5.1)$$

$$N \leq \gamma_{test} (\gamma_b R_b b l_b \cos \alpha + \gamma_{bt} R_{bt} b l_{crc} \sin \alpha) \quad (5.2)$$

где b – ширина соответствующей стены;

l_b – длина сжатой зоны расчетной полосы;

l_{crc} – длина растянутой зоны расчетной полосы.

В условии (5.2) введена система коэффициентов, которая осуществляет идентификацию расчетных и опытных величин.

Коэффициент γ_{test} учитывает изменение прочности наклонной сжато-растянутой полосы при различных вариантах нагружения.

Ширина расчетной растянутой полосы определяется по формуле (5.3)

$$l_{crc} = 0,8H / \sin \alpha \quad (5.3)$$

Угол наклона сжато-растянутой полосы принимается равным $\alpha=45^{\circ}$.

5.3. Совершенствование конструктивных решений стыков разнодеформируемых стен.

На основе предлагаемого метода расчета, основывающегося на каркасно-стержневой модели, разработан принцип армирования узла сопряжения разнодеформируемых стен. Он заключается в том, чтобы рабочие стержни арматуры располагать вдоль траектории главных сжимающих и растягивающих напряжений. При передаче горизонтальной силы равномерно в уровне верхней грани стен траектория главных сжимающих и растягивающих напряжений имеют веерообразный характер. Вершиной сходящихся траекторий является верхние торцевые участки внутренних стен. Арматурные стержни повторяющие траектории этих напряжений объединяются в веерообразный каркас К-1, показанный на рис.5.7. Наружные стены располагаются с двух сторон, рабочие стержни каркаса К-1 располагаются симметрично относительно внутренней стены.

В верхних зонах стен предлагается установить арматурный пояс, состоящий из нескольких близко расположенных стержней. Количество стержней определяется расчетом на основе предложенной каркасно-стержневой модели.

Внутренние стены в узле сопряжения с наружными предлагается армировать отгибами, рис.5.8.

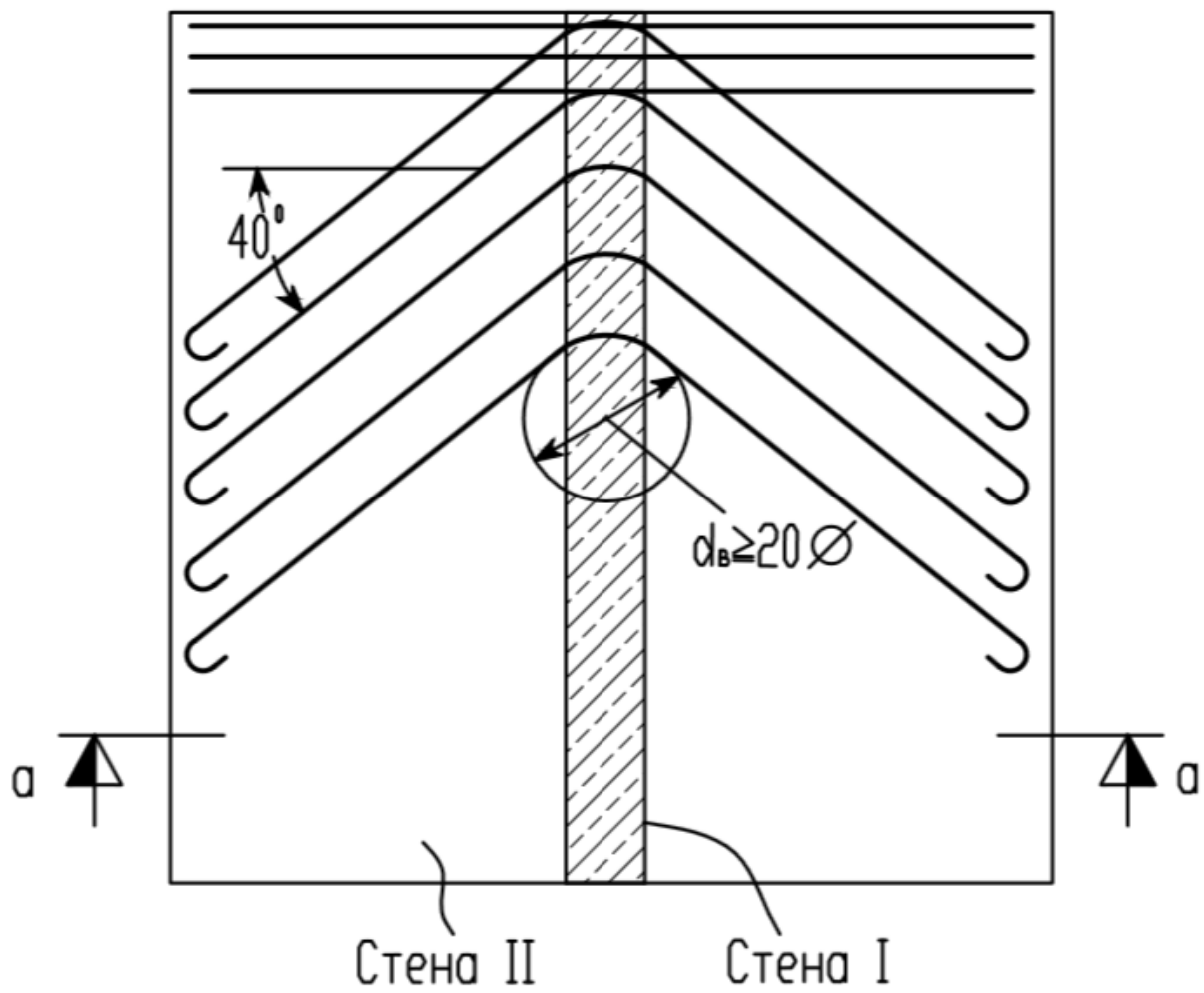


Рис.5.7. Армирование верхней зоны узла сопряжения
разнодеформируемых стен

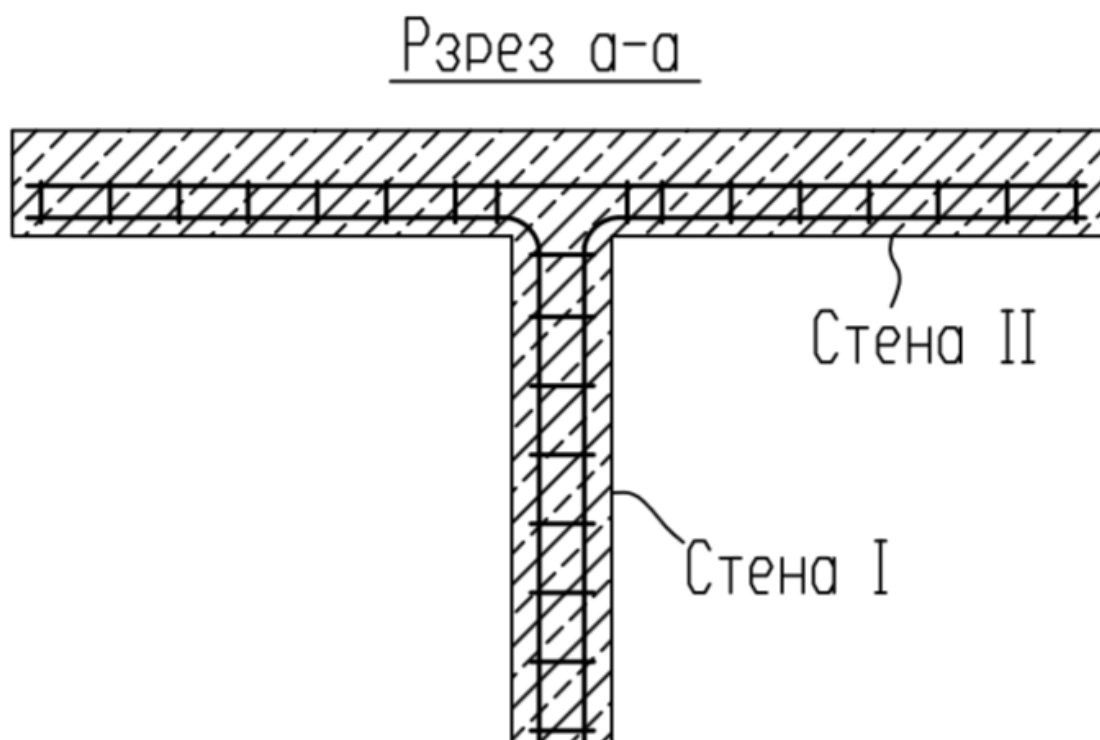


Рис.5.8. Разрез армирования внутренней и наружной стен. Расположение отгибов в зоне стыка разнодеформируемых стен

5.4. Оценка метода расчета и конструктивных решений.

Оценка нового метода расчета осуществляется на основе сравнения полученных результатов экспериментальных исследований разнодеформируемых стен с результатами расчета по предлагаемым формулам.

В табл.5.1 приведено сопоставление опытных разрушающих усилий с расчетами, полученными на основе нового метода расчета фрагментов стен, испытанных различными авторами. Предлагаемые методы расчета хорошо согласуются с опытами. Максимальные отклонения опытных и расчетных величин составляют $N_{test}/N_{calc}=0,95\div 1,2$.

Предлагаемый метод расчета имеет ряд преимуществ. Этот метод является наиболее прогрессивным инженерным методом расчета, т.к. он основывается на расчетной каркасно-стержневой модели. Предложенный метод расчета в большей степени описывает физическую работу узла сопряжения разнодеформируемых стен.

Метод моделирования работы узла сопряжения разнодеформируемых стен, разработанный в данной диссертации, в большей степени позволяет учитывать сложный характер их сопротивления, и позволяет совершенствовать их конструктивные решения.

Таблица 5.1

№	Марка испытанного образца	Разрушающая сила N_u , кН	Усилие образования трещин, кН							
			T_r		T_0		T_c		Разрушающие расчетные усилия	Соотношения N_{test}/N_{calc}
			N_{crc}	N_{crc}/N_u	N_{crc}	N_{crc}/N_u	N_{crc}	N_{crc}/N_u		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	УС – 1	750	170	0,23	630	0,84	585	0,78	743	1,01
2	УС – 2	630	120	0,2	490	0,78	420	0,67	618	1,02
3	УС – 3	900	270	0,3	750	0,83	730	0,81	915	0,98

Другим преимуществом является его универсальность. Она заключается в том, что расчетные зависимости учитывают влияние изменения основных факторов, исследованных в данной работе. К ним относятся различные

варианты нагружения вертикальными силами. Кроме того, новый метод позволяет учитывать особенности влияния различных схем армирования.

Преимуществом предлагаемого метода является методика идентификации расчетных и опытных величин на основе системы уравнений, которые пофакторно учитывают особенности сопротивления разнодеформируемых стен.

Проведенное сопоставление в полной мере обосновывает преимущества нового метода расчета.

Выводы по главе 5 .

Предлагаемый метод расчета учитывает влияние исследуемых факторов – различные схемы нагружения и стыков разнодеформируемых стен, и обеспечивает безопасность. В качестве развития теории расчета стен разработан новый метод расчета, основывающийся на каркасно-стержневой модели. Модель представляет собой Λ – образную систему, состоящую из условной наклонной полосы армированного бетона и горизонтального арматурного пояса. В предлагаемой модели наклонная расчетная полоса рассчитывается как сжато-растянутая полоса бетона.

Предельным состоянием стыков разнодеформируемых стен в расчетной модели различных схем нагружения вертикальными силами следует считать предельное состояние по наклонной полосе при достижении предельных значений, сжимающими напряжений в армированном бетоне по ширине полосы $\gamma_b R_b$, а также при достижении растягивающим напряжением предельных значений вдоль расчетной полосы - $\gamma_{bt} R_{bt}$.

Ключевые точки расчетной модели следует определить на пересечении оси наклонной условной полосы бетона с осью действия вертикальных и горизонтальных сил.

Новый метод расчета разнодеформируемых стен является универсальным методом расчета, позволяющим оценивать их прочность при различных схемах

нагрузки вертикальными силами. Новый подход к расчету стен отражает действительную работу узла сопряжения разнодеформируемых стен и учитывает изменение основных факторов.

Расчетные зависимости нового метода расчета обоснованы экспериментальными исследованиями. Расчетная прочность хорошо согласуется с опытными величинами $N_{test}/N_{calc}=1,15$ и рекомендуются к использованию в практике проектирования.

Разработанная расчетная модель, позволяющая описывать действительную работу узла сопряжения разнодеформируемых стен, обосновывает эффективность армирования рабочую арматуру следует надежно анкеровать в рабочих слоях стеновых панелей.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

Проведенные испытания моделей стыка разнодеформируемых стен позволили выявить характер разрушения и изучить влияние схем их нагружения.

- Все модели разрушались по границе сопряжения внутренней и наружной стен. Разрушение носило пластический характер.
- Нагружение всех стен одновременно повышает разрушающие силы и усиливает образование трещин на 15 – 20%. Это объясняется более равномерным ростом деформаций в схемах.
- В узлах сопряжения разнодеформируемых стен образуются три вида трещин. Это наклонные трещины выделяющие зону совместного развития деформаций. Трещины образующиеся внутри выделенных зон мелкие и короткие, которые являются результатом раздробления бетона. И трещины вертикальные идущие в угловой зоне, имеющие равные края, по которым происходит разрушение стыка.
- Разрушение происходит в результате разрыва сжатой угловой зоны.
- Напряженное состояние сопряжений разнодеформируемых стен характеризуется образованием участков концентраций напряжений. Эти участки образуются в местах сопряжения стен.
- Внутренние стены оказывают сдерживающее влияние на развитие деформаций в наружных стенах. Наружные стены как более деформативные догружают внутреннюю стену. В наружных стенах образуются седлообразные изгибы линий изополей деформаций.
- Внутренние стены при изменении схемы приложения нагрузок приобретают либо прогибы в низ, либо выгиб вверх.
- Наибольшие величины напряжений и деформаций концентрируются в верхних угловых зонах и уменьшаются вниз по высоте стены.
- При одновременном нагружении всех стен и при нагружении наружных стен, отмечается уменьшение деформаций поперечной стены и увеличение деформаций продольных стен в зонах их сопряжения. При

этом величина дополнительных деформаций в 1,5 раза выше при нагружении только продольных стен.

- При нагружении одних поперечных стен картина деформирования исследуемых фрагментов меняется на противоположную. Отмечается увеличение деформаций в продольных стенах и резкое уменьшение деформаций в поперечной стене.
- При распределении деформаций ε_x , т.е. вдоль поперечной стены, в зонах соединения продольных и поперечных стен во всех схемах нагружения отмечается появление дополнительных растягивающих напряжений в продольных стенах и преобладание сжимающих напряжений в поперечных стенах. Это говорит о том, что развитие поперечных деформаций вдоль поперечных стен сдерживается продольными стенами, которые в этом случае начинают работать на изгиб из плоскости стены и в них появляется растяжение при изгибе.
- При распределении деформаций ε_y , т.е. вдоль продольных стен, в зонах соединения продольных и поперечных стен во всех схемах нагружения наблюдается преобладание растягивающих деформаций, как в продольных, так и в поперечных в стенах.
- Предлагаемый метод расчета учитывает влияние исследуемых факторов – различные схемы нагружения и стыков разнодеформируемых стен, и обеспечивает безопасность. В качестве развития теории расчета стен разработан новый метод расчета, основывающийся на каркасно-стержневой модели. Модель представляет собой Λ – образную систему, состоящую из условной наклонной полосы армированного бетона и горизонтального арматурного пояса. В предлагаемой модели наклонная расчетная полоса рассчитывается как сжато-растянутая полоса бетона.
- Предельным состоянием стыков разнодеформируемых стен в расчетной модели различных схем нагружения вертикальными силами следует считать предельное состояние по наклонной полосе при достижении предельных значений, сжимающими напряжений в армированном бетоне

по ширине полосы $\gamma_b R_b$, а также при достижении растягивающим напряжением предельных значений вдоль расчетной полосы - $\gamma_{bt} R_{bt}$.

- Ключевые точки расчетной модели следует определить на пересечении оси наклонной условной полосы бетона с осью действия вертикальных и горизонтальных сил.
- Новый метод расчета разнодеформируемых стен является универсальным методом расчета, позволяющим оценивать их прочность при различных схемах нагружения вертикальными силами. Новый подход к расчету стен отражает действительную работу узла сопряжения разнодеформируемых стен и учитывает изменение основных факторов.
- Расчетные зависимости нового метода расчета обоснованы экспериментальными исследованиями. Расчетная прочность хорошо согласуется с опытными величинами $N_{test}/N_{calc}=1,15$ и рекомендуются к использованию в практике проектирования.
- Разработанная расчетная модель, позволяющая описывать действительную работу узла сопряжения разнодеформируемых стен, обосновывает эффективность армирования рабочую арматуру следует надежно анкеровать в рабочих слоях стеновых панелей.

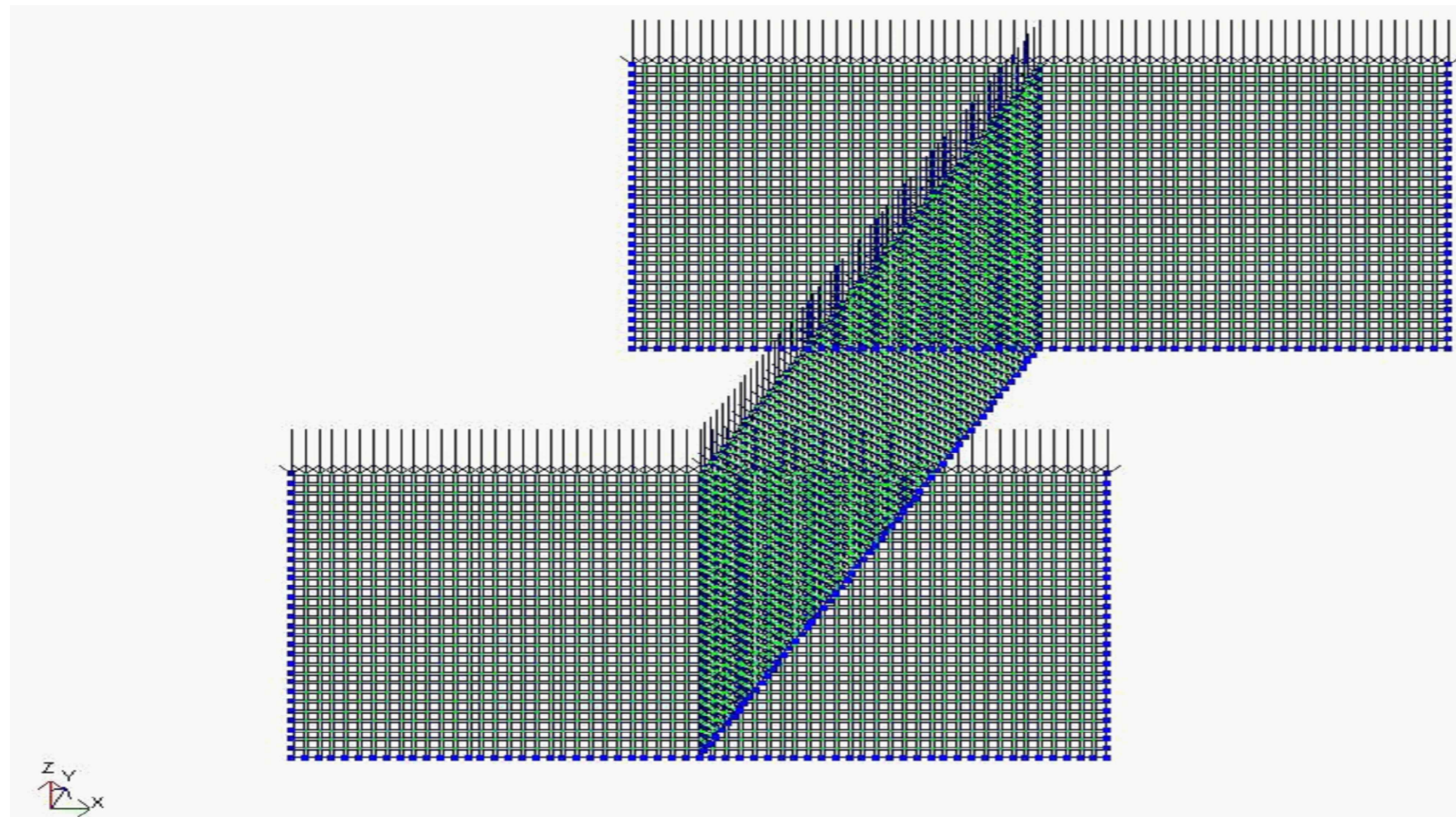
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ищук М.К. Исследование совместной работы разнодеформируемых стен каменных зданий при вертикальном загрузении // Тр. ин – та / ЦНИИСК им. Кучеренко. – 1986. – Исследование крупнопанельных и каменных конструкций.– с. 65 – 78.
2. К.Г. Ашкинадзе. Прочность бетонных стен таврового сечения при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил // а конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов в условиях сейсмических воздействий. – М., ЦНИИЭП жилища, 1990. С. 63 – 73, илл. 4, библиогр.: 4 назв.
3. К.Г. Ашкинадзе, М. Е. Соколов. Экспериментальное исследование прочности бетонной стены таврового сечения при действии поперечных сил // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов в условиях сейсмических воздействий. – М., ЦНИИЭП жилища, 1990. С. 82 – 93, илл. 5, библиогр.: 3 назв.
4. Бориев В.С.-Г. Прочность плоскостных стеновых конструкций бескаркасных жилых зданий при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил: Дисс. к.т.н. - М., 1986. - 141с.
5. Загородский П.Ю. Испытания легкобетонных монолитных стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок // Конструкции жилых зданий, - М, : ЦНИИЭП жилища, 1987. - с.23-27.
6. Арипходжаев Н.Э. Прочность, деформативность и трещиностойкость монолитных стен из низкомарочных бетонов: Автореф. дисс, к.т.н. - М.: ЦНИИЭП жилища, 1988. – 19с.
7. Пособие по проектированию жилых зданий, Вып.3.Кон- жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). - М.:Стройиздат, - 303с.
8. Pauly T., Priestly M.N.J., Syngе A. Ductility in Earthquake Resistant Squat Shearwalls //ASCI Journal July-Aug. 1982 - p.p.257-267

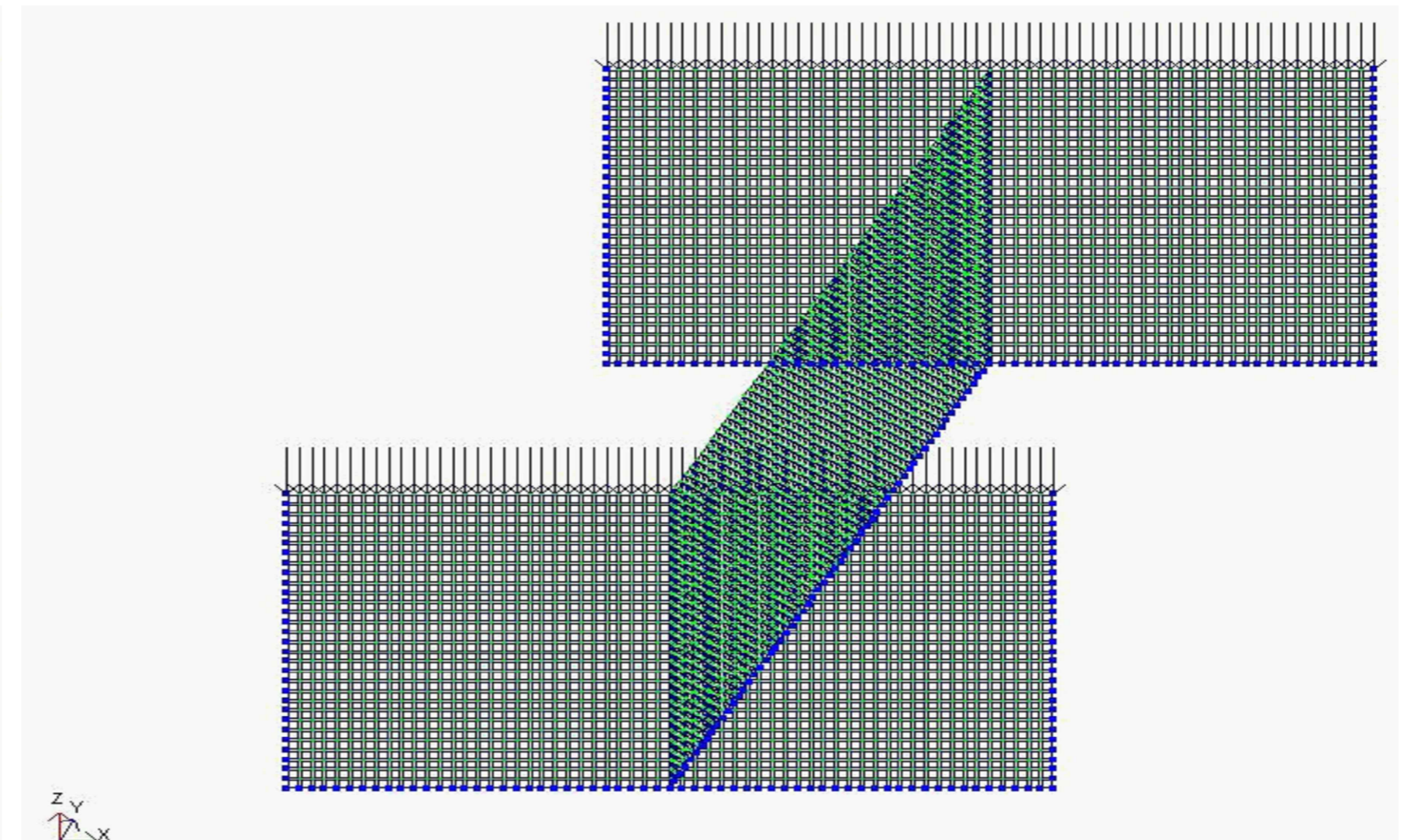
9. Баландин П.П, К вопросу о гипотезах прочности// Вестник инженеров и техников, 1937, № 1.
10. Поляков С.В. Ползучесть каменных и армокаменных конструкций // Ползучесть строительных материалов и конструкций. – М., 1964. – С. 193 – 206.
11. Ищук М.К. Прочность и деформации стен каменных зданий с учетом их совместной работ: Автореф. дис. к.т.н. – М., 1984. – 22с.

РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ СОПРЯЖЕНИЯ РАЗНОДЕФОРМИРУЕМЫХ СТЕН

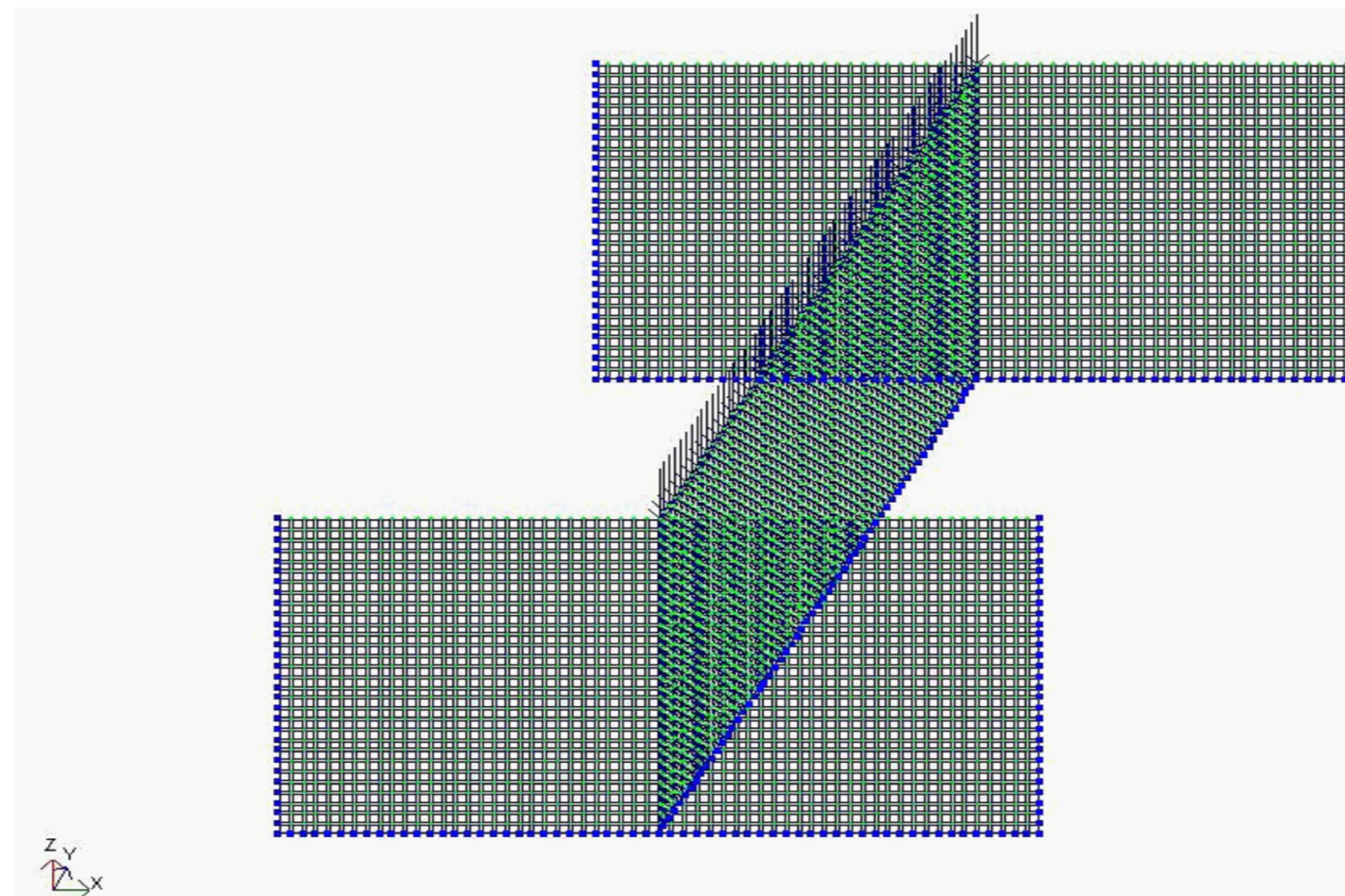
а) при одновременном нагружении наружных и внутренних стен



б) при нагружении наружных стен



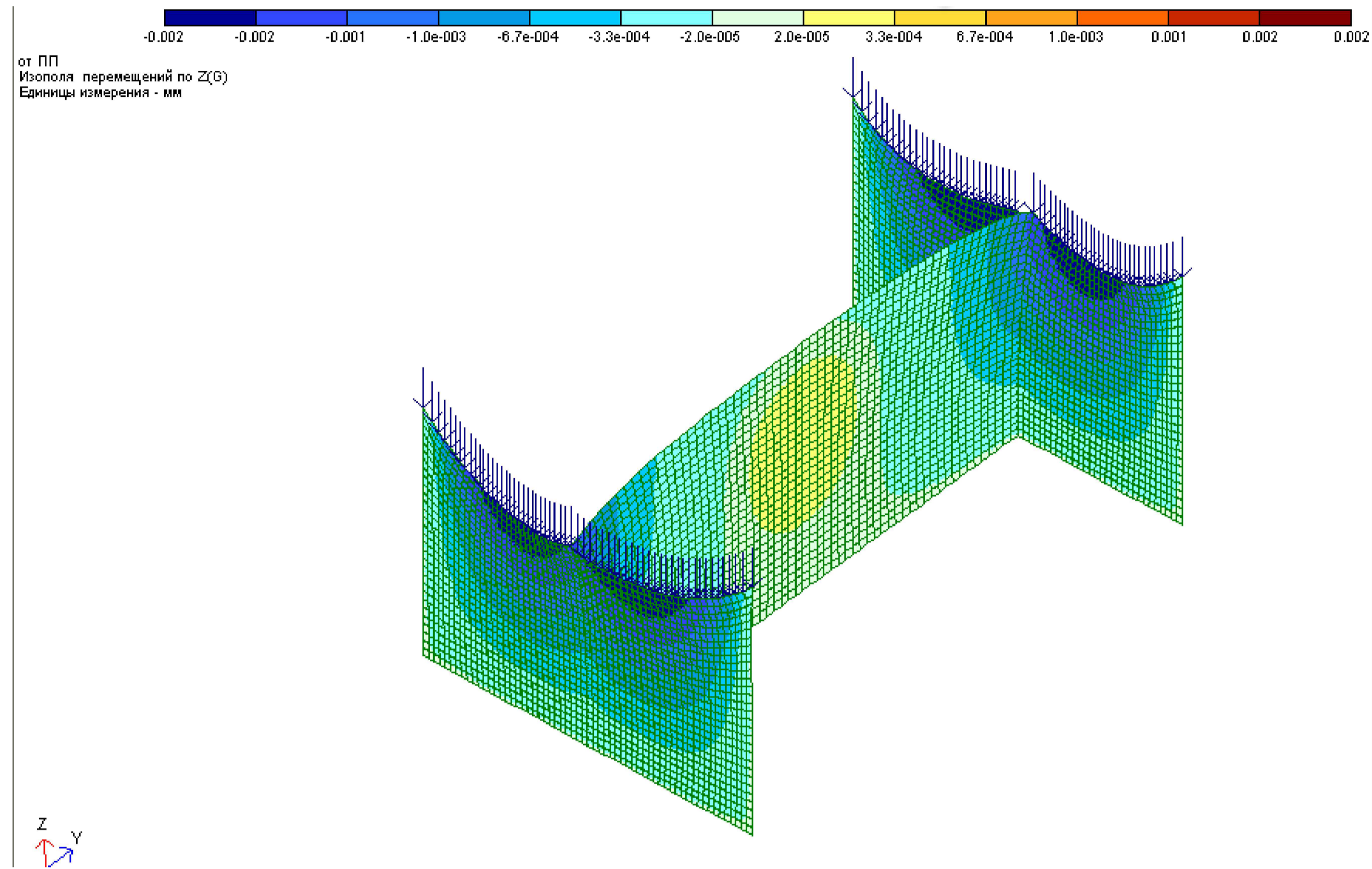
в) при нагружении внутренних стен



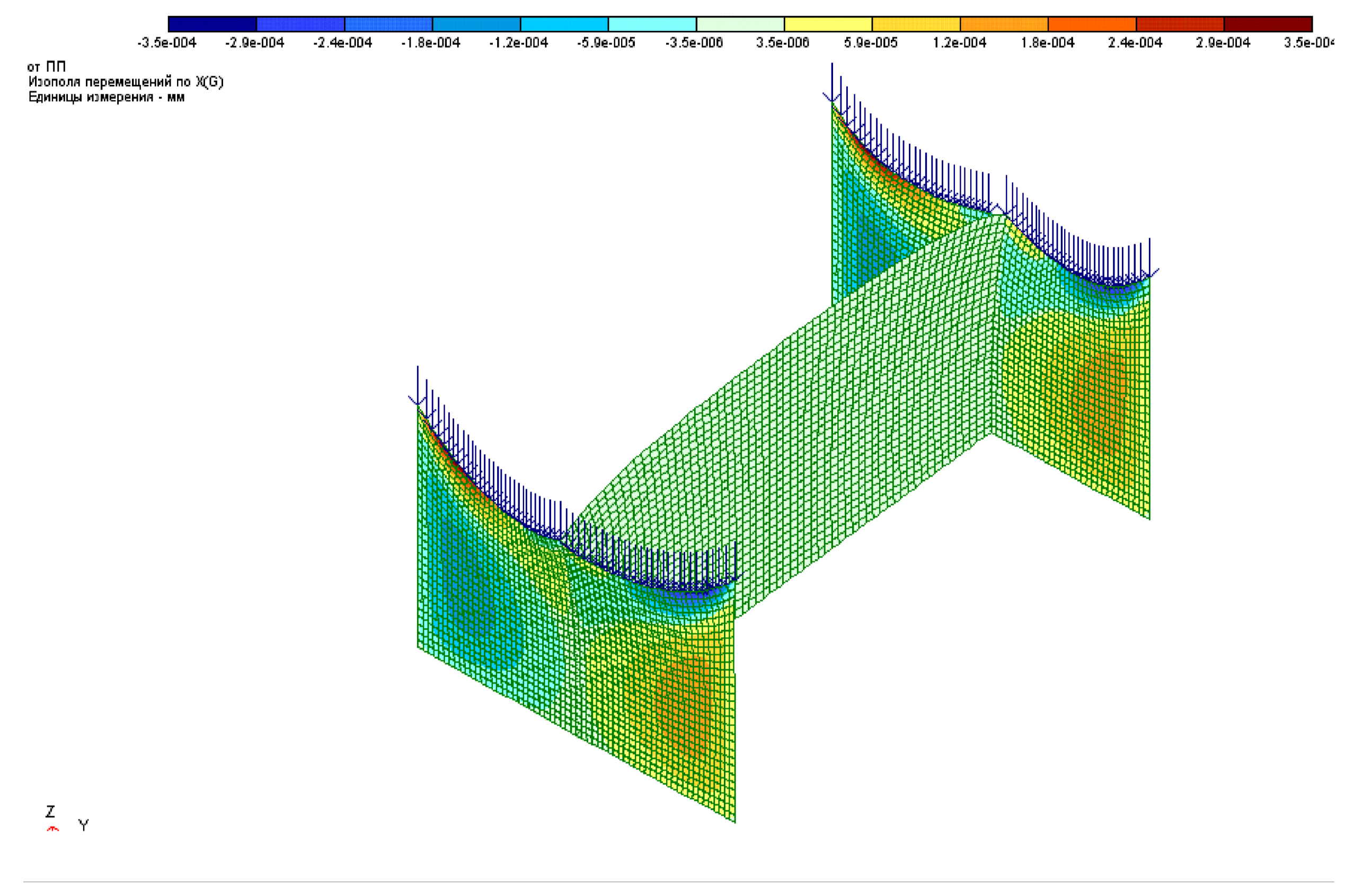
				ВКР-2069059-08.04.01-151148-2017		
				Исследование разнодеформируемых стен при различных схемах нагружения вертикальной нагрузкой		
Зав. кафедр.	Лоскоб Н.Н.			стадия	лист	листов
Ректор.	Лоскоб Н.Н.			у	2	6
Конструктор.	Лоскоб Н.Н.					
НИР	Лоскоб Н.Н.					
Студент	Маллаев Ж.К.					

ИЗОПОЛЯ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ НАГРУЖЕНИИ НАРУЖНЫХ СТЕН

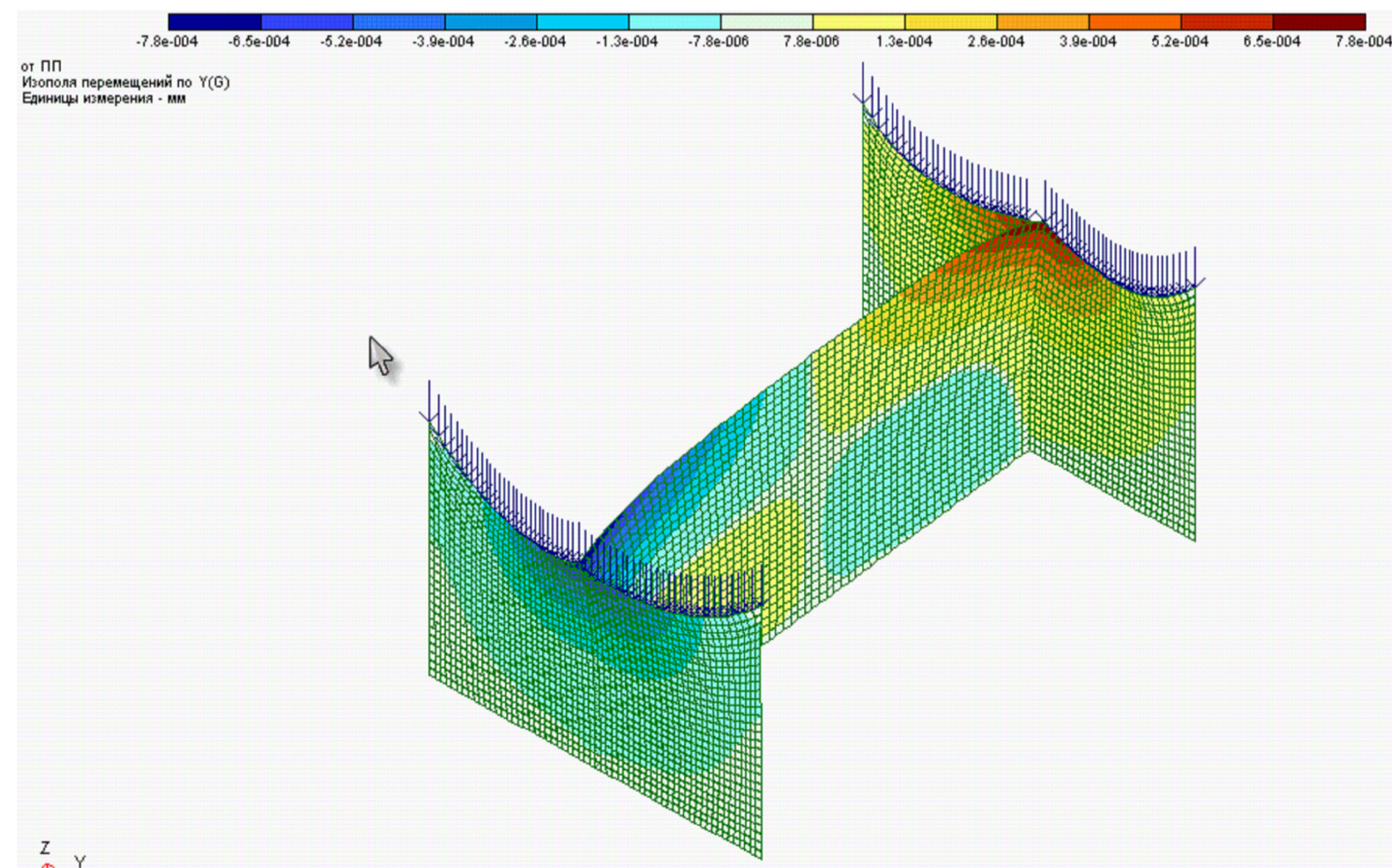
a) по оси Z



a) по оси X



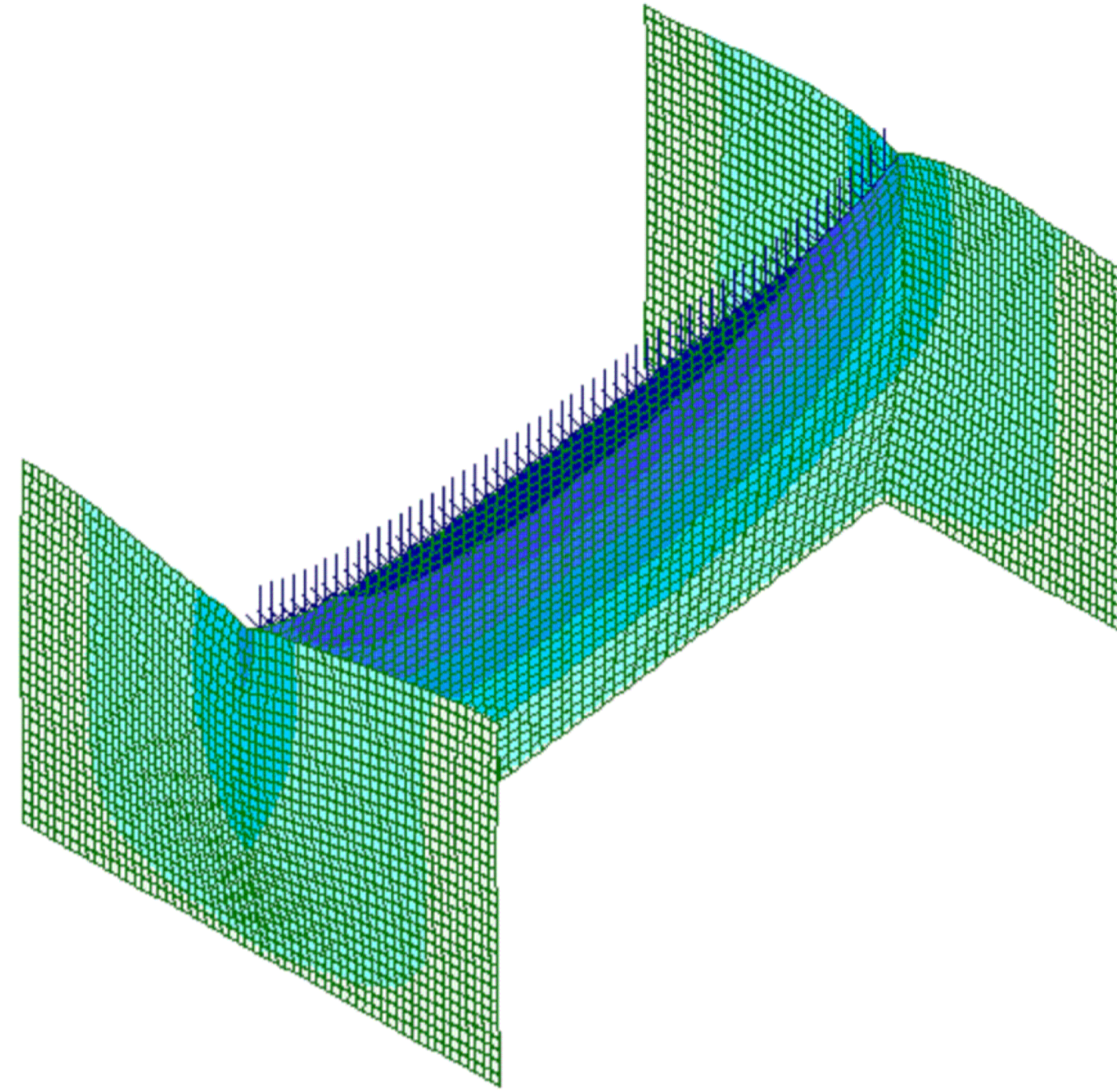
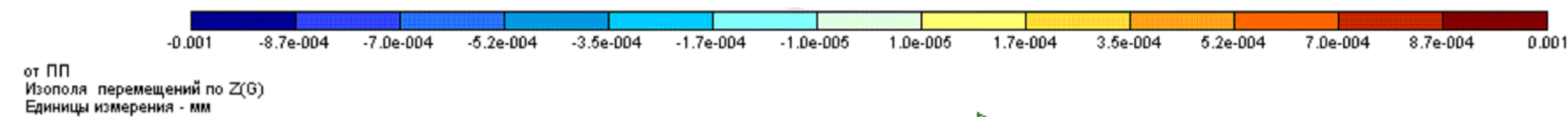
a) по оси Y



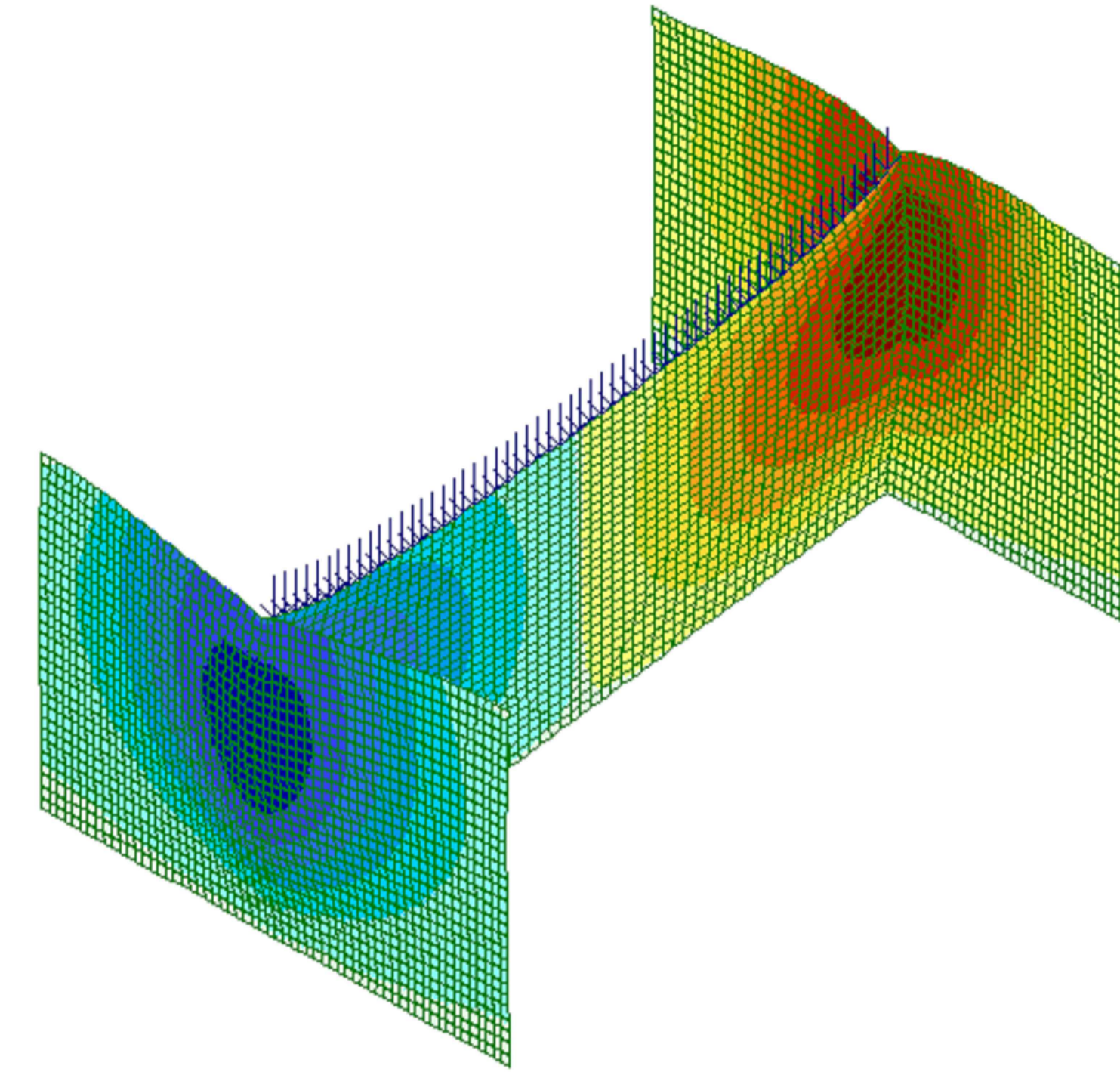
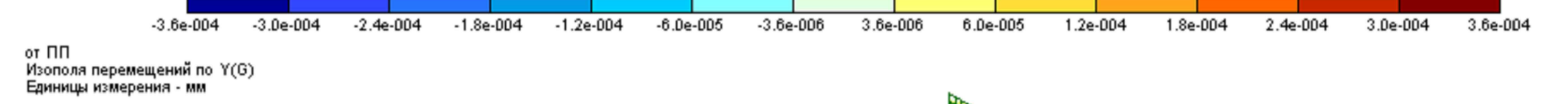
				ВКР-2069059-08.04.01-151148-2017			
				Исследование разнодеформируемых стен при различных			
				схемах нагружения вертикальной нагрузкой			
Зав. кафедр.	Ласков Н.Н.			НИР	стадия	лист	листов
Н.контр.	Ласков Н.Н.				У	3	6
Руководит.	Ласков Н.Н.						
Конструктор.	Ласков Н.Н.						
НИР	Ласков Н.Н.						
Студент	Мавляшев К.К.						

ИЗОПОЛЯ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ НАГРУЖЕНИИ НАРУЖНЫХ СТЕН

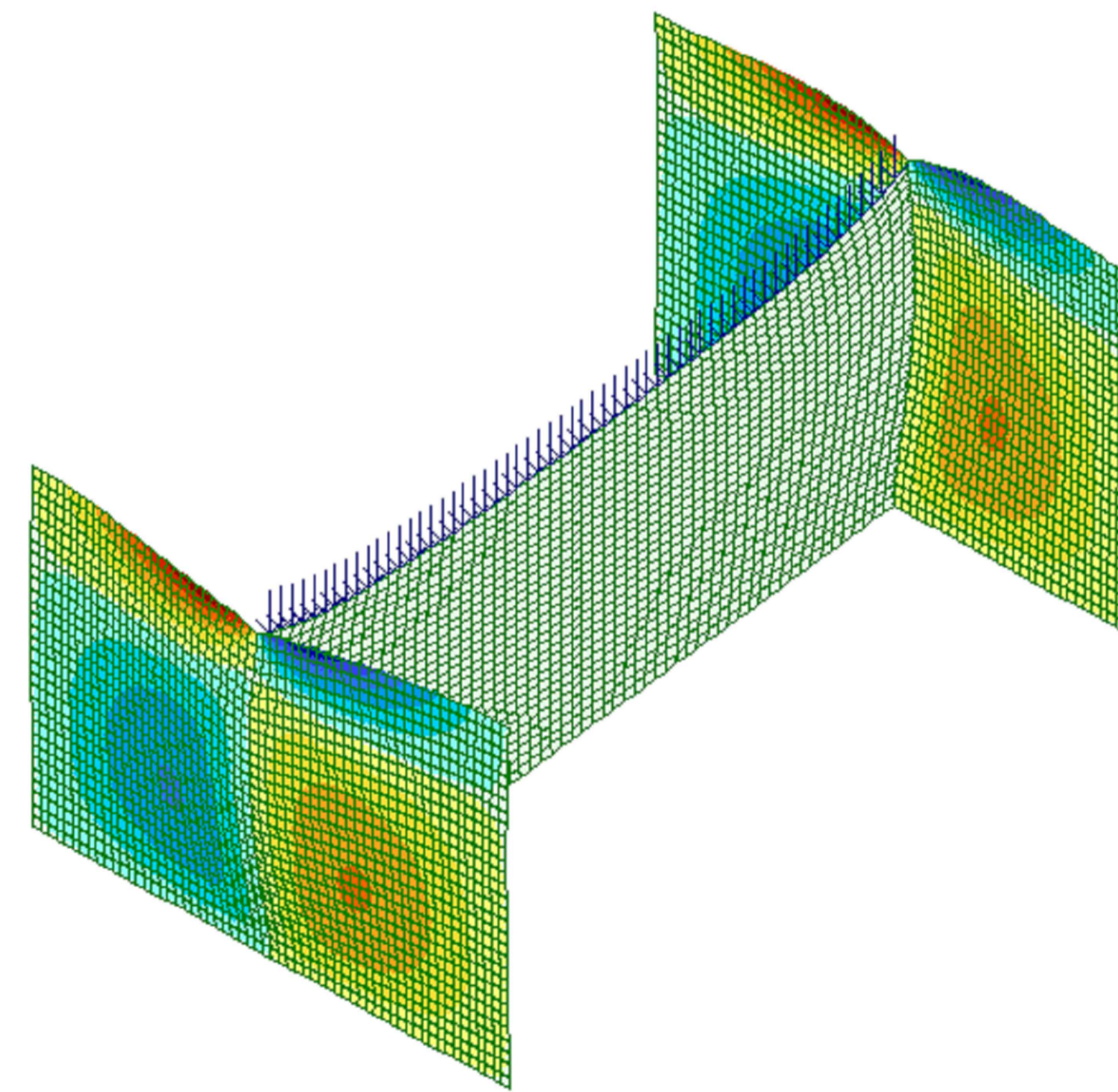
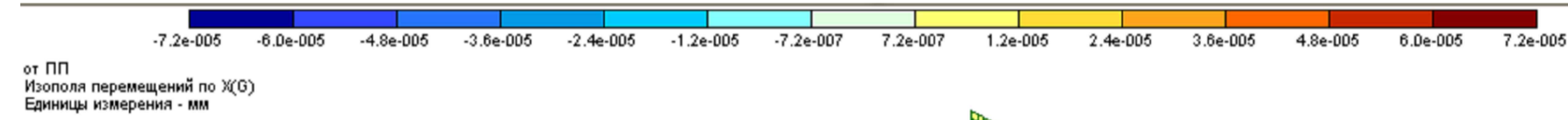
а) по оси Z



а) по оси X



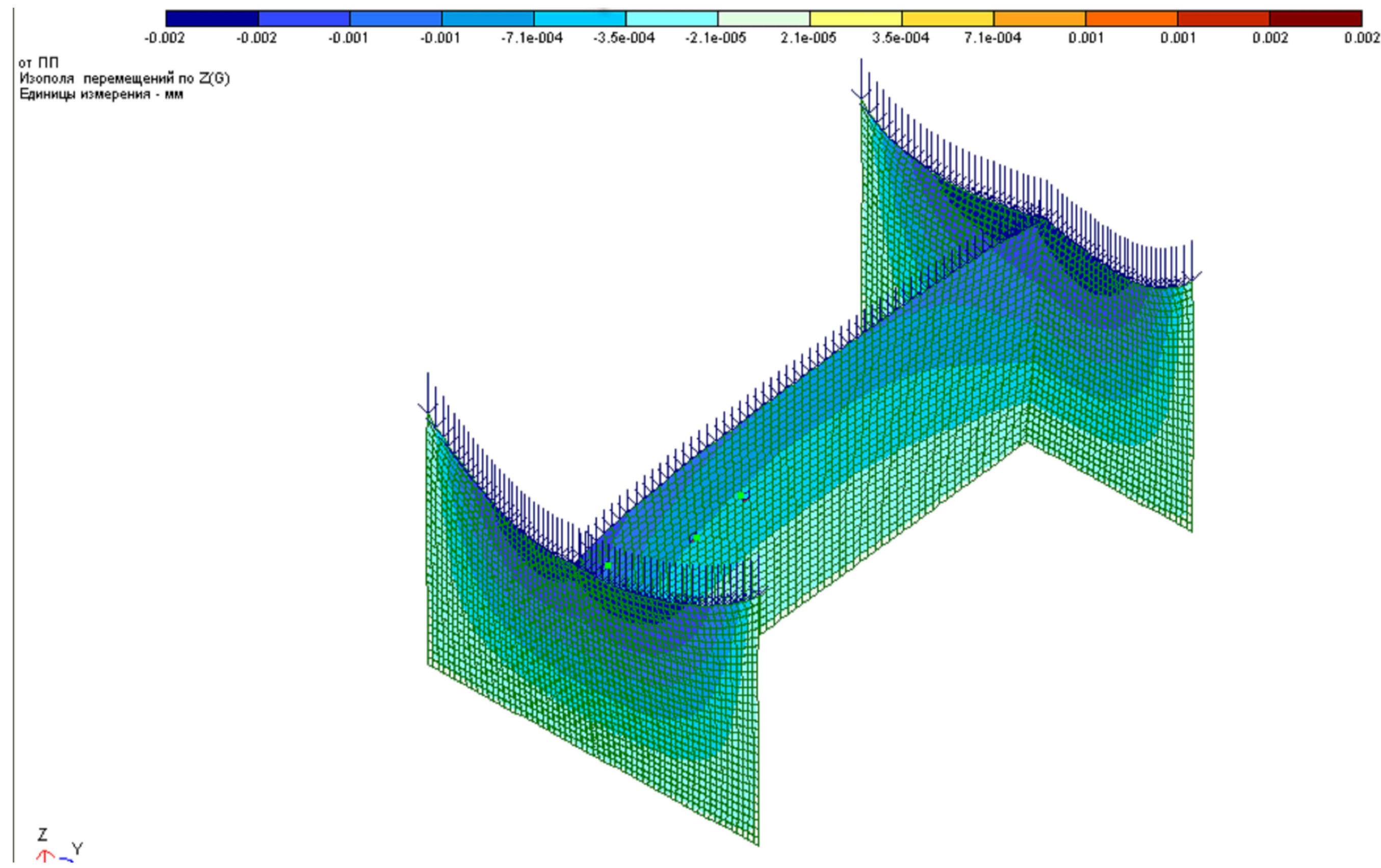
а) по оси Y



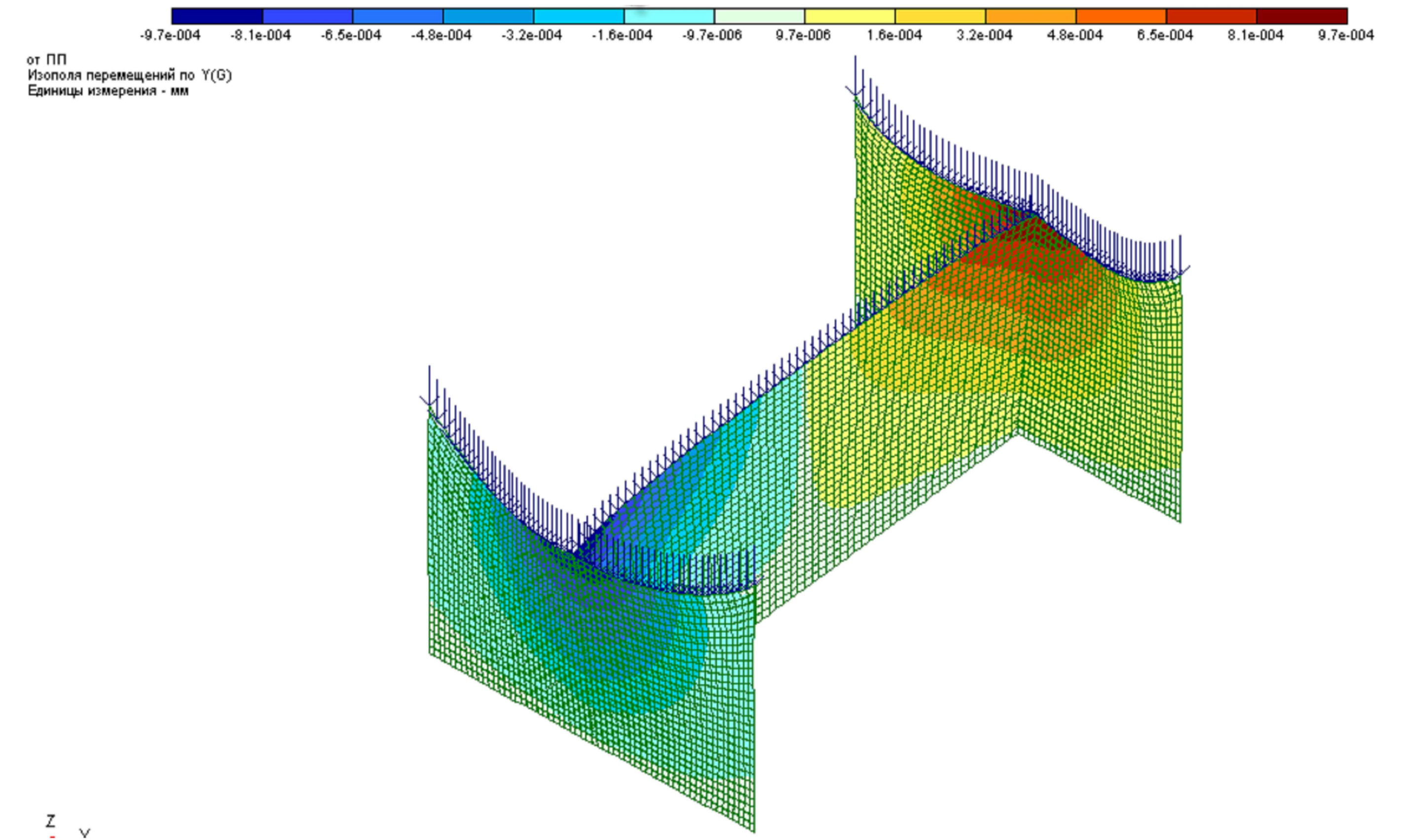
				ВКР-2069059-08.04.01-151148-2017			
				Исследование разнодеформируемых стен при различных схемах нагружения вертикальной нагрузкой			
				НИР	стадия	лист	листов
					У	4	6
Заб.каред.	Ласков Н.Н.						
Н.контр.	Ласков Н.Н.						
Руководит.	Ласков Н.Н.						
Конструктор.	Ласков Н.Н.						
НИР	Ласков Н.Н.						
Студент	Мавляшев К.К.						

ИЗОПОЛЯ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ НАГРУЖЕНИИ НАРУЖНЫХ СТЕН

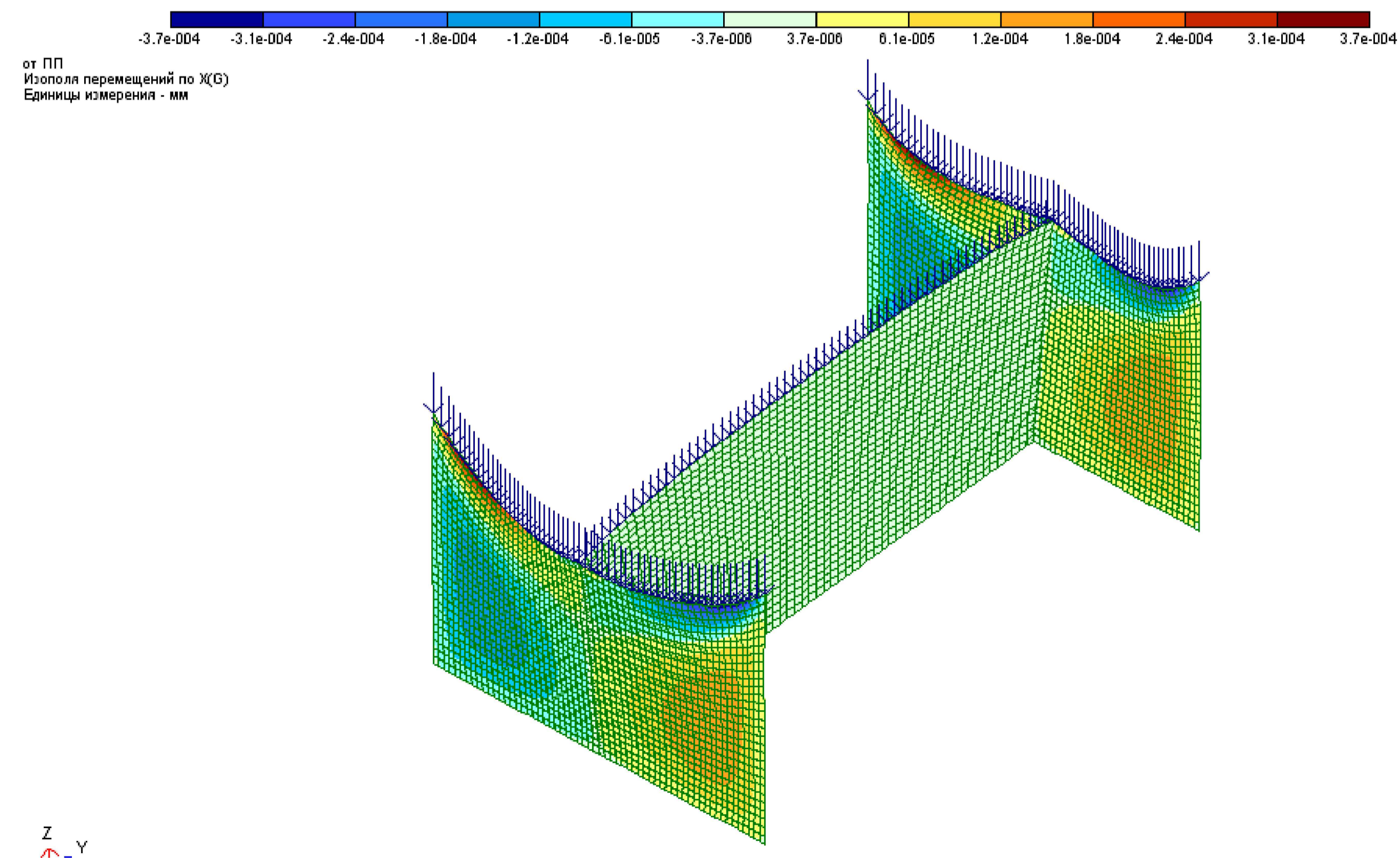
а) по оси Z



а) по оси X



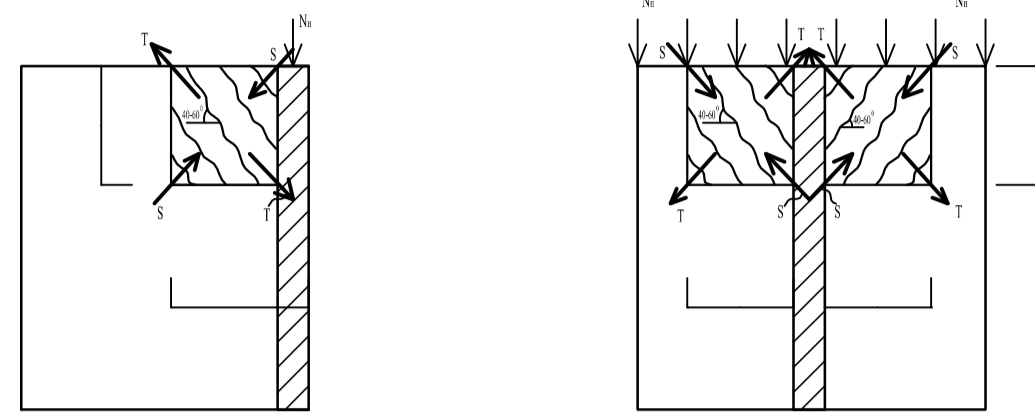
а) по оси Y



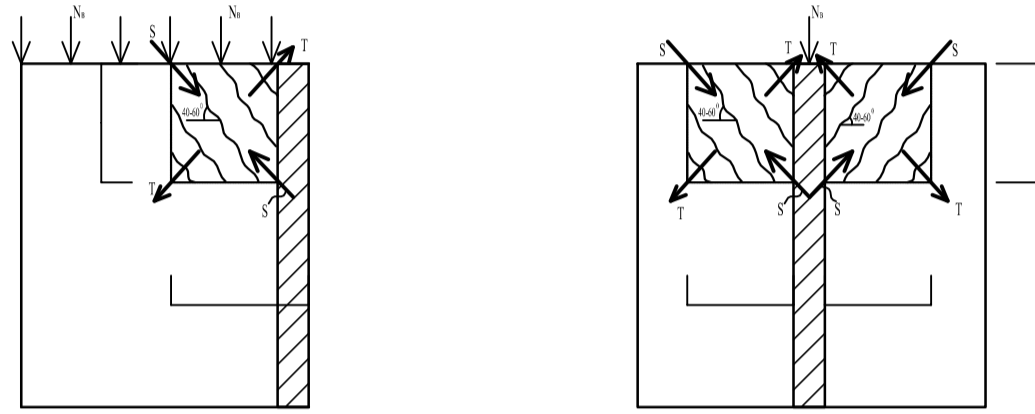
				VKP-2069059-08.04.01-151148-2017			
				Исследование разнотолщинных стен при различных схемах нагружения вертикальной нагрузкой			
Заб.кафед.	Ласыков Н.Н.			НИР	стадия	лист	листов
Н.контр.	Ласыков Н.Н.				У	5	6
Руководит.	Ласыков Н.Н.						
Конструктор	Ласыков Н.Н.						
НИР	Ласыков Н.Н.						
Студент	Маллалиев Х.С.						

Схема развития трещин и направления сжимающих и растягивающих усилий в узле сопряжения разнодеформируемых стен

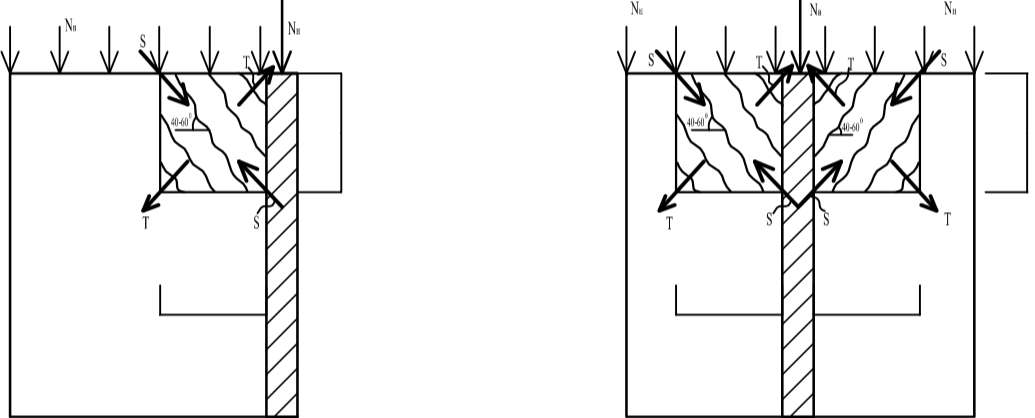
а) при нагружении наружной стены



б) при нагружении внутренней стены

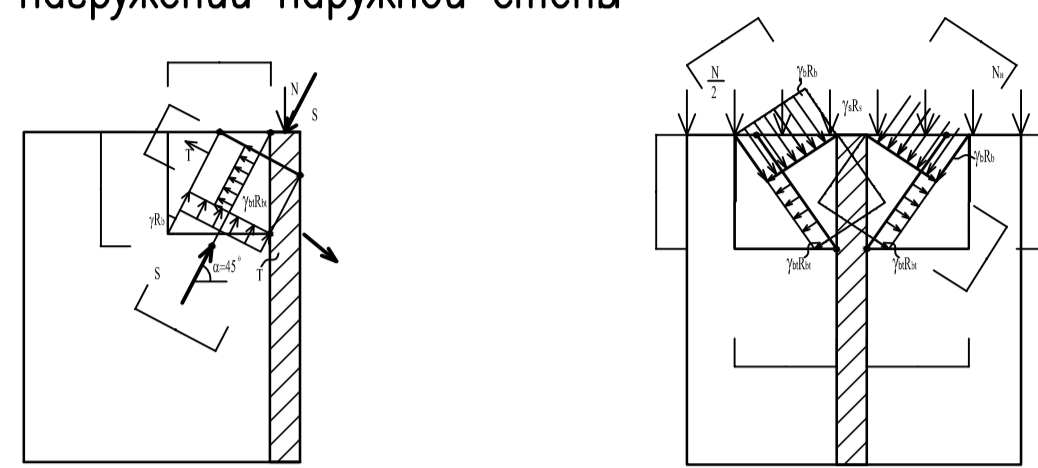


в) при одновременном нагружении внутренней и наружных стен

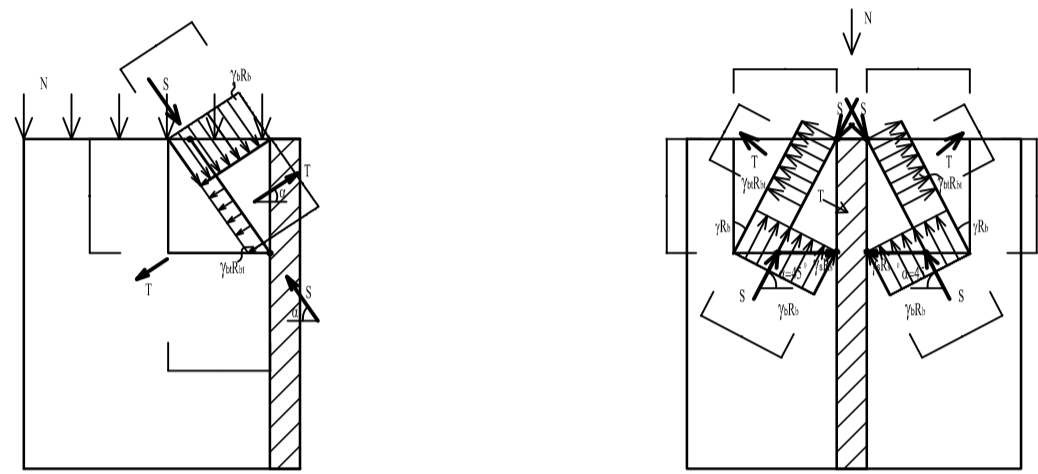


Расчетная схема узла сопряжения разнодеформируемых стен

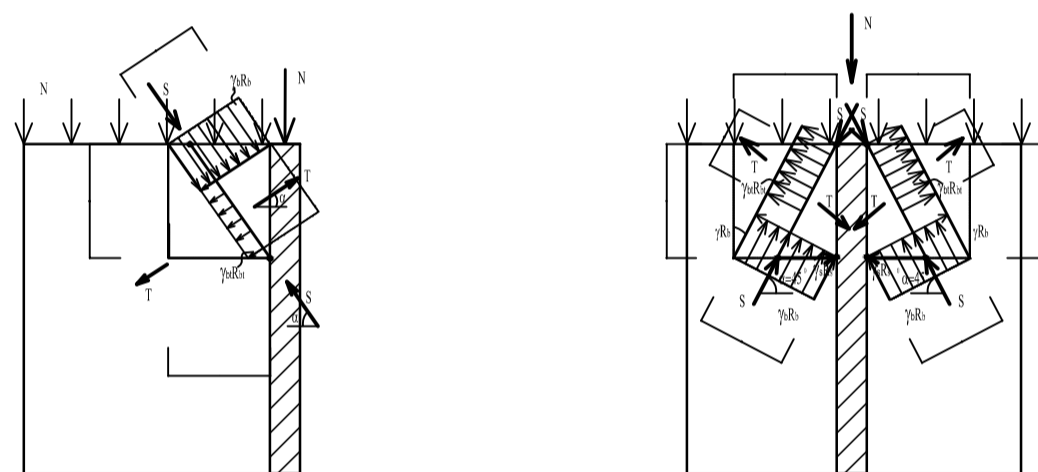
а) при нагружении наружной стены



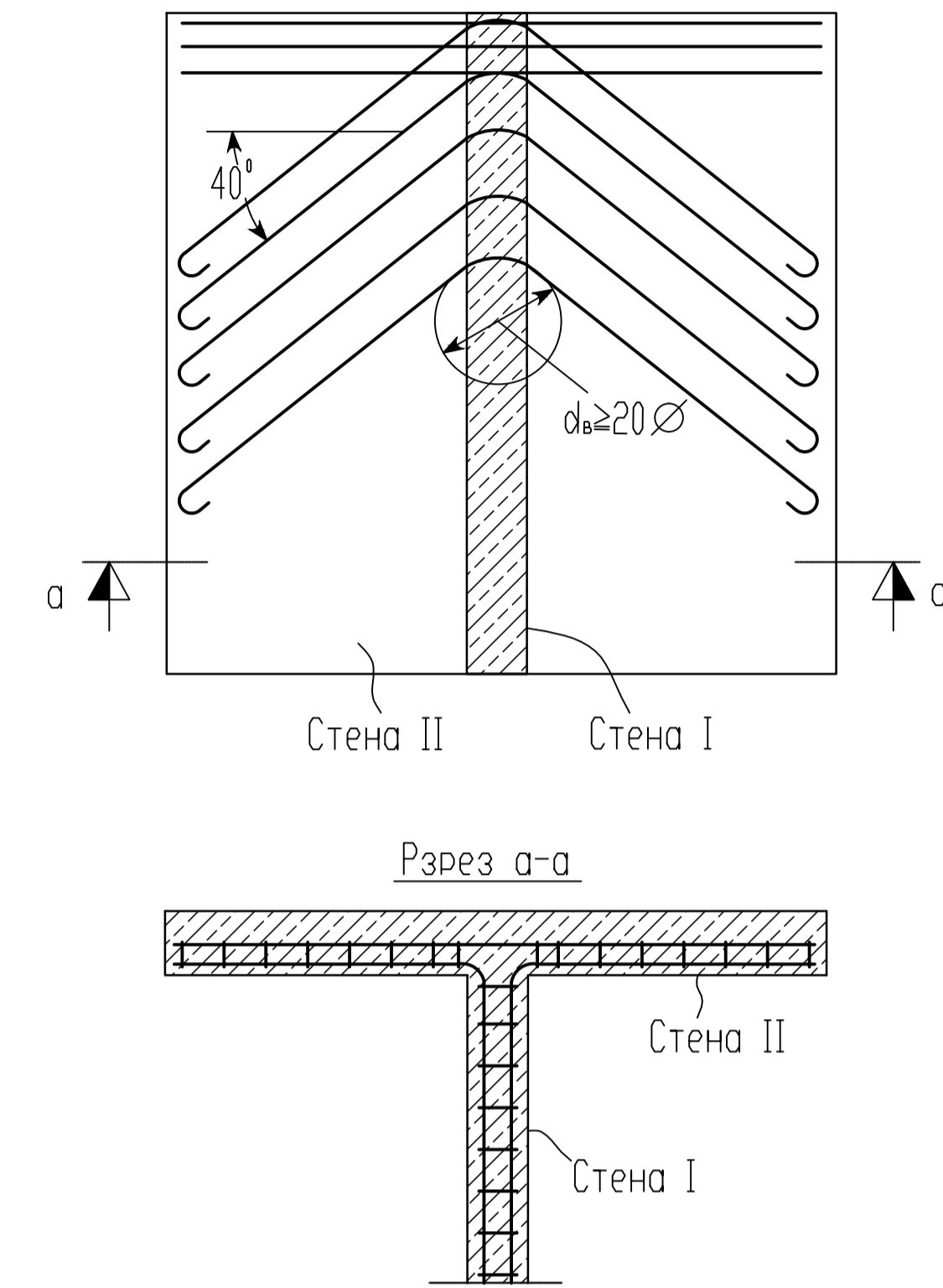
б) при нагружении внутренней стены



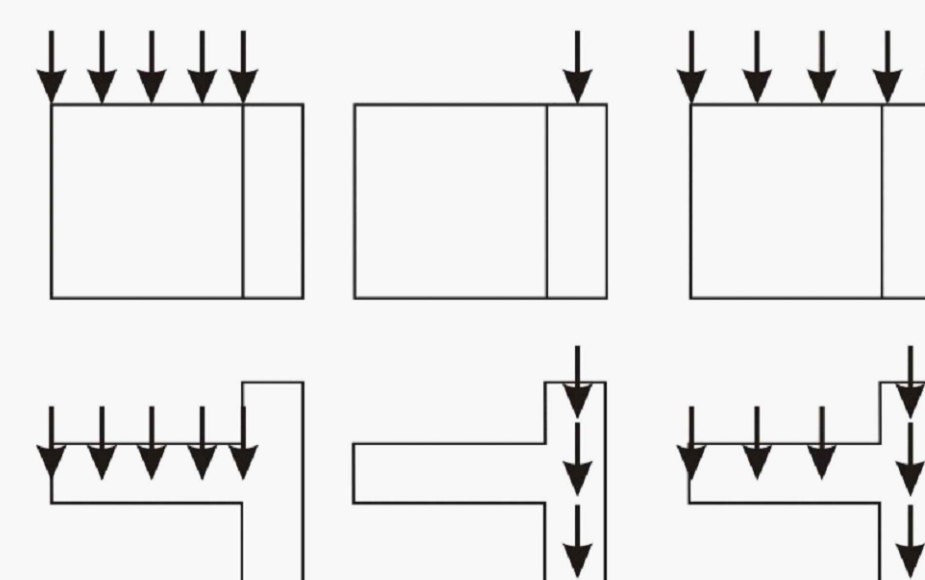
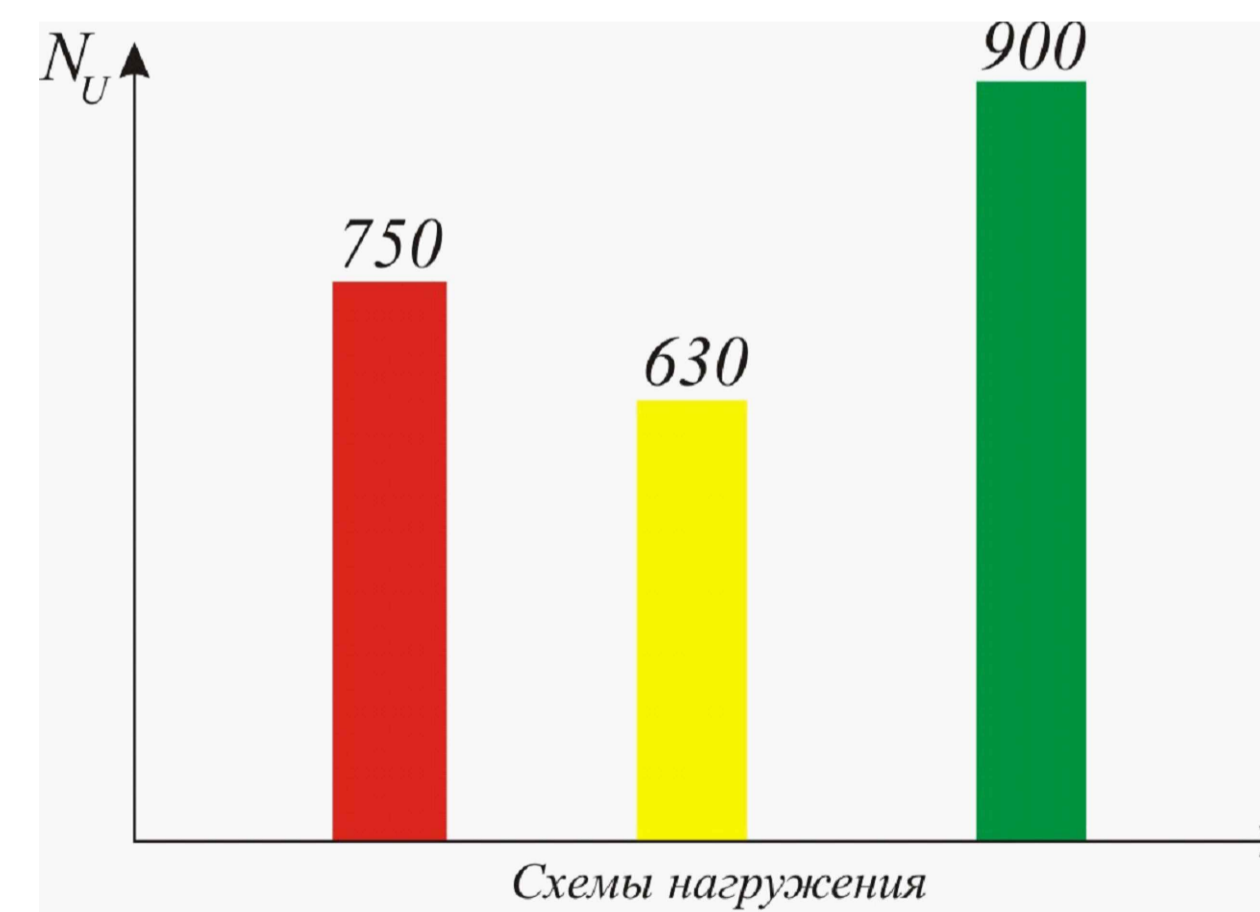
в) при одновременном нагружении внутренней и наружных стен



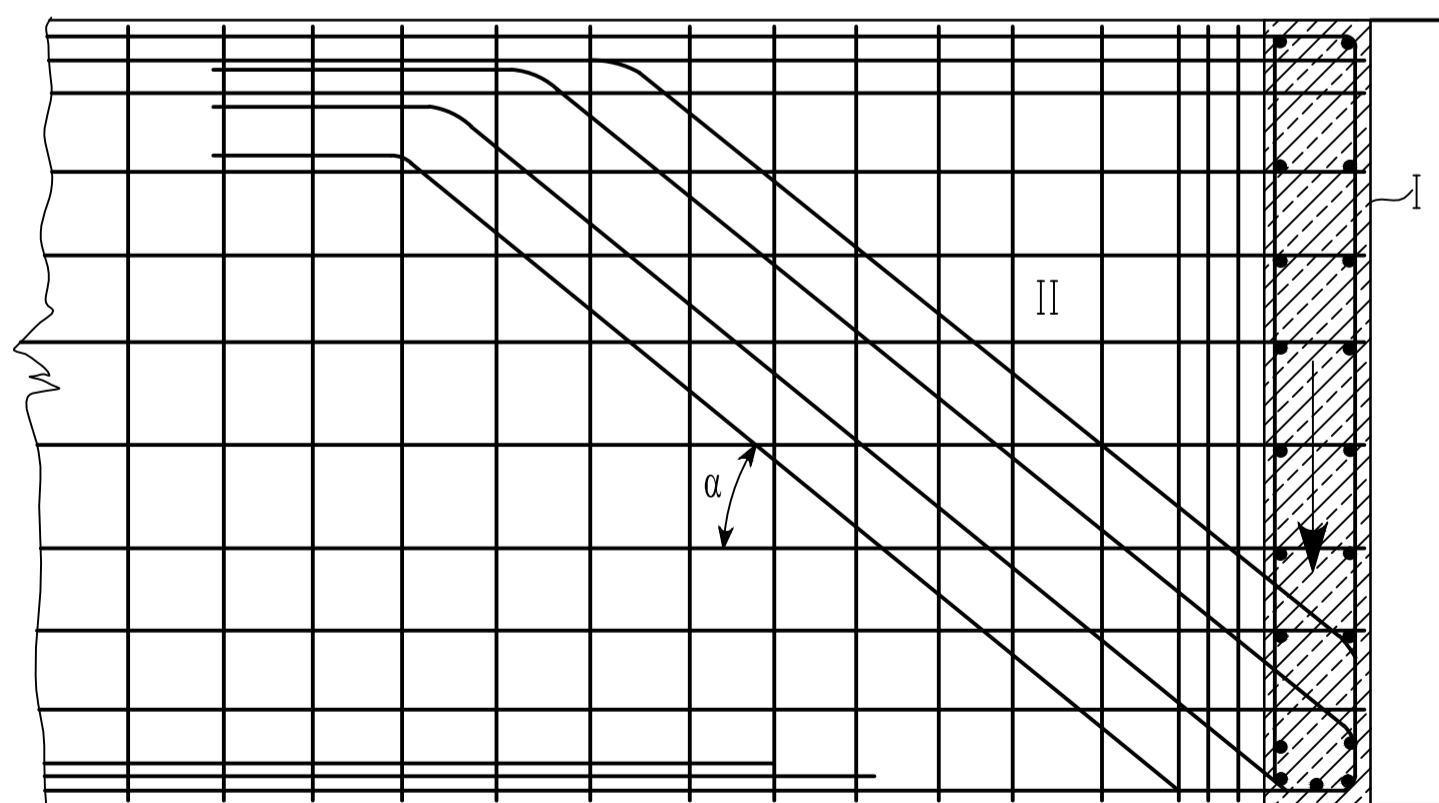
Армирование верхней зоны узла сопряжения разнодеформируемых стен



ГИСТОГРАММА ЗАВИСИМОСТИ ПРОЧНОСТИ СТЫКА РАЗНОДЕФОРМИРУЕМЫХ СТЕН ОТ СХЕМЫ ИХ ЗАГРУЖЕНИЯ



Разрез армирования внутренней и наружной стен
Расположение отгибов в зоне стыка разнодеформируемых стен



Расчетные зависимости

$$N \leq \gamma_s R_s A_s / \tan \alpha, \quad (1)$$

$$N \leq \gamma_{test} \left(\gamma_b R_b b l \cos \alpha + \gamma_{bt} R_{bt} b l \sin \alpha \right) \quad (2)$$

$$l_{crc} = 0,8H / \sin \alpha \quad (3)$$

№	Марка испытанного образца	Разрушающая сила N_u , кН	Усилие образования трещин, кН	
			Разрушающие расчетные усилия	Соотношения N_{test}/N_{calc}
1	2	3	10	11
1	УС-1	750	743	1,01
2	УС-2	630	618	1,02
3	УС-3	900	915	0,98

ВКР-2069059-08.04.01-151148-2017			
Исследование разнодеформируемых стен при различных схемах нагружения вертикальной нагрузкой			
Зав. кафедр.	Ласков Н.Н.	стадия	лист
Н.контр.	Ласков Н.Н.	У	6
Руководит.	Ласков Н.Н.	лист	6
Конструктор.	Ласков Н.Н.		
НИИР	Ласков Н.Н.		
Студент	Маллалиев К.К.		

Методы расчета разнодеформируемых стен

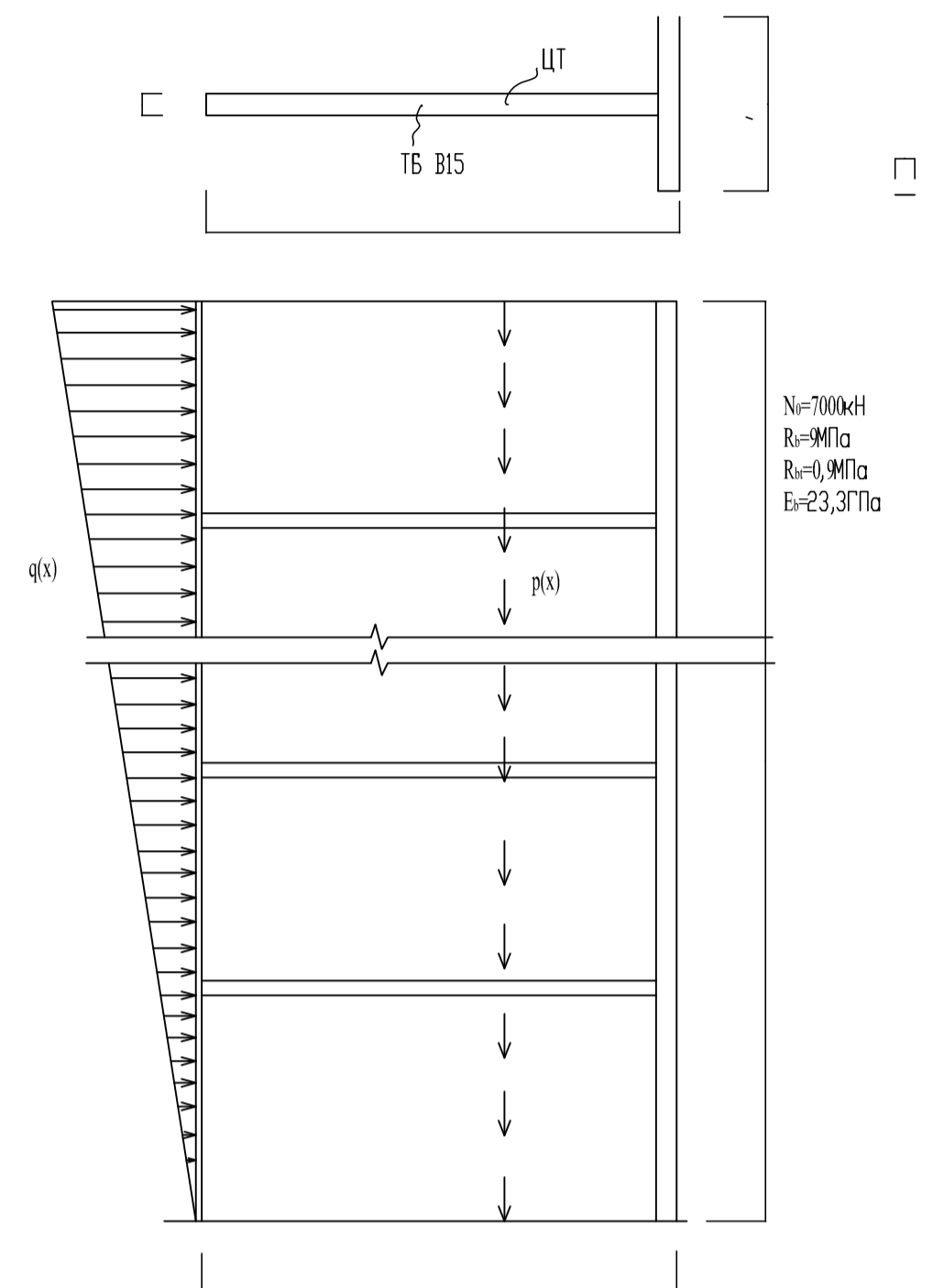


Диаграмма поведения бетонной смеси тавровой стены при изменении габаритов полки:

- 1 – образование наклонной трещины; 2 – разрушение по нормальному сечению;
3 – срез сжатой зоны; 4 – скалывание по фронтальному контакту

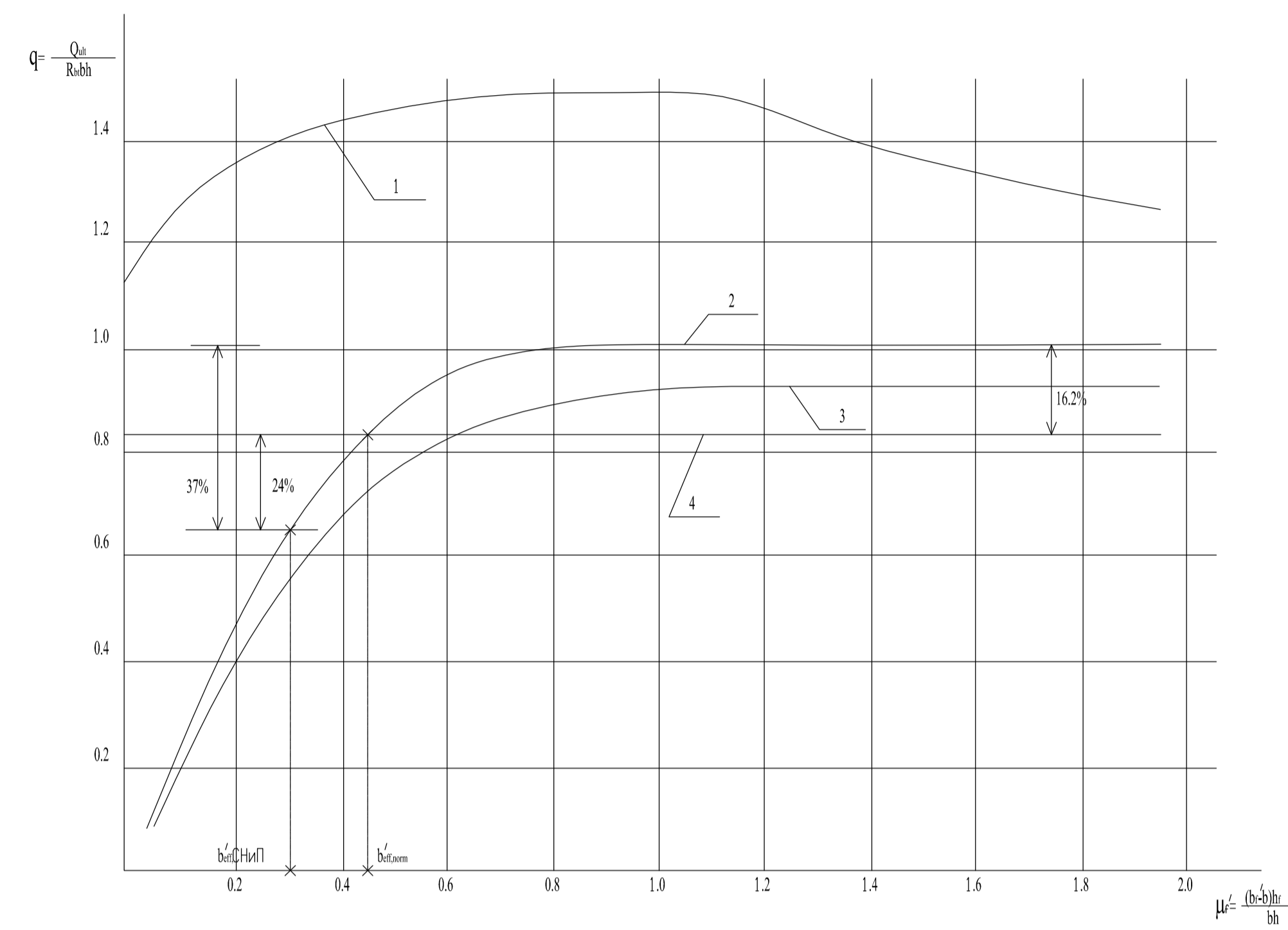


Диаграмма поведения бетонной тавровой стены в зависимости от уровня обжатия:

- 1 – образование наклонной трещины; 2 – скалывание по фронтальному контакту; 3 – разрушение по нормальному сечению; 4 – срез сжатой зоны

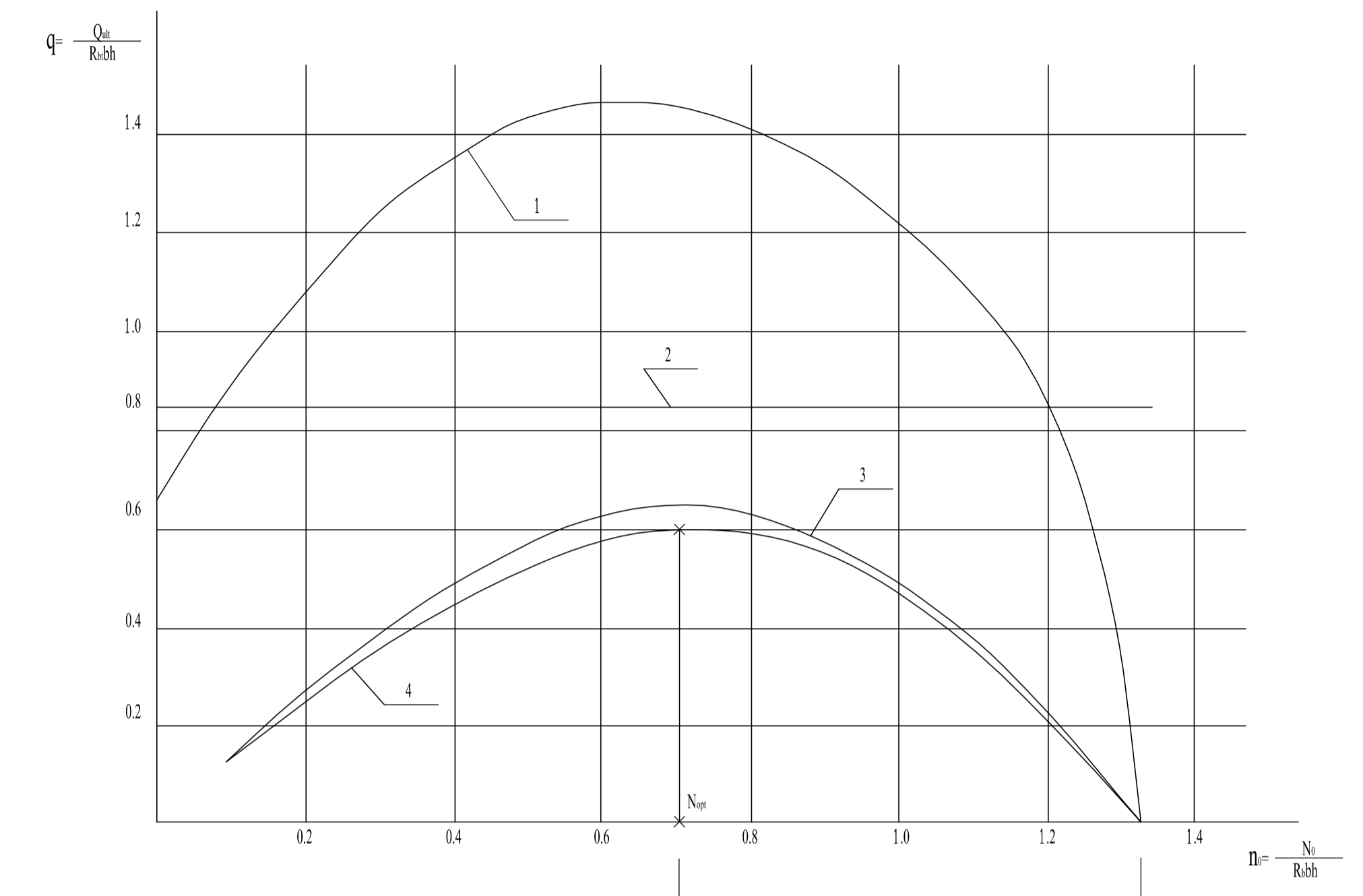
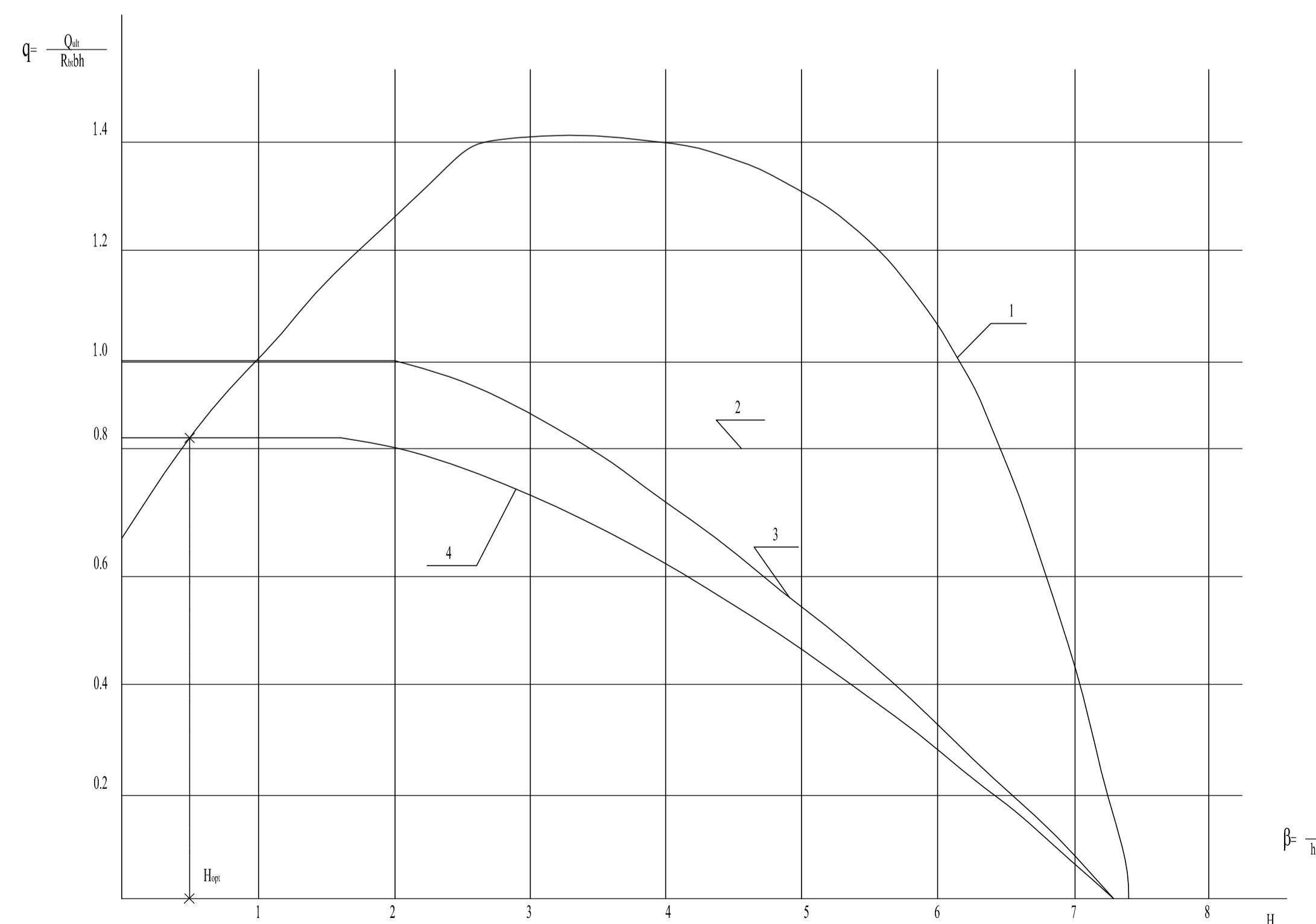


Диаграмма поведения бетонной тавровой стены при изменении ее высоты:

- 1 – образование наклонной трещины; 2 – скалывание по фронтальному контакту;
3 – разрушение по нормальному сечению; 4 – срез сжатой зоны.



ВКР-2069059-08.04.01-151148-2017					
Исследование разнодеформируемых стен при различных схемах нагружения вертикальной нагрузкой					
Заб.кафед.	Ласько Н.Н.	НИР	стадия	лист	листов
Н.контр.	Ласько Н.Н.		у	1	8
Руководит.	Ласько Н.Н.				
Конструктор	Ласько Н.Н.				
Студент	Маллалиев Х.К.				