

Н.И. Ватин, А.Д. Иванов

Сопряжение колонны и безребристой бескапитальной плиты
перекрытия монолитного железобетонного каркасного здания

Санкт-Петербург 2006

УДК 67.11.31

Работа содержит 52 страницы, 17 рисунков, 8 таблиц и 5 приложений.

Ключевые слова: каркас, перекрытие, колонна, капитель, продавливание, методика, нагельный эффект, метод конечных элементов.

Рассмотрен расчёт и конструирование узла стыка колонны и безребристого бескапительного монолитного железобетонного перекрытия. Установлена зависимость напряжённого состояния плиты от геометрических характеристик каркаса. Даны рекомендации по использованию метода конечных элементов при определении поперечных сил в плите перекрытия. Предложен алгоритм расчёта при помощи современных инженерных инструментов.

Работа выполнена на кафедре «Технология, организация и экономика строительства» Инженерно-строительного факультета Государственного образовательного учреждения высшего профессионального образования «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет».

Авторы выражают благодарность проф. В.В.Белову, проф. В.В.Лалину и асс. Д.С.Демичеву за помощь в выполнении работы

Оглавление:

1.	Введение	4
1.1	Рекомендации по использованию результатов работы	6
1.1	Содержание работы	6
2.	Обзор литературы	7
2.1	Основные понятия и терминология	7
1.1	Основные виды конструктивных решений безребристых перекрытий	8
1.1	Основные виды распределительных систем	9
1.1	Обзор САПР, применяемых для расчетов в строительстве	10
1.1	Основные нормативные документы, необходимые при проектировании	13
1.2	Научные работы, проводимые в последнее время	14
1.3	Постановка задач работы	16
2.	Модель сопряжения колонны и перекрытия	16
2.1	Общая идея и цель проводимых исследований	16
2.2	Основные направления исследований модели	17
2.3	Экспериментальная модель и метод исследования	18
2.4	Теоретическое обоснование модели	19
4.4.1	Основные допущения	19
4.4.2	Модель деформирования приопорной зоны плиты	20
4.4.3	Постоянная составляющая эпюры материалов	23
2.5	Определение зависимости напряжённого состояния от геометрии плиты (расчетная задача №1)	24
3.5.1	Исходные данные	24
3.5.2	Результаты расчётов	27
3.5.3	Анализ полученных результатов	28
2.6	Оценка точности определения поперечных сил (расчетная задача №2)	30
3.6.1	Исходные данные	30
3.6.2	Результаты расчётов	33
3.6.3	Дополнительная задача по оценке точности метода	34
3.6.4	Анализ полученных результатов	41
2.7	Оценка различных способов моделирования узла (расчётная задача №3)	42
3.7.1	Моделирования узла в комплексе SCAD	42
3.7.2	Моделирования узла стыка в комплексе Лира	43
3.7.3	Анализ полученных результатов	45
3.	Решения по конструированию распределительных систем	46
3.1	Принципы конструирования распределительных систем	46
3.2	Основные конструктивные элементы распределительных систем	48
4.	Экономические вопросы расчёта и конструирования	49
4.1	Стоимостные показатели каркаса здания	49
4.2	Конструирование распределительной системы и экономика	50
5.	Выводы по проведённой работе	51
5.1	Выводы по исследованию напряжённого состояния плиты	51
5.2	Алгоритм расчёта и конструирования бескапитальных перекрытий	52
6.	Заключение	53

1. Введение

В настоящее время до 65% жилых и общественных зданий нашего региона строится по технологии монолитного бетонирования. Данная технология обуславливает многие особенности конструирования отдельных несущих узлов и элементов зданий. Не исключением является и конструкция с монолитными безбалочными плитами. Одной из наиболее остро стоящих проблем является расчёт и конструирование узла примыкания колонны к такому перекрытию. Техническим аспектом данной проблемы является необходимость строительства бескапитальных безбалочных плит, что связано с прокладкой инженерных коммуникаций, повышением требований заказчика по архитектурно-планировочным решениям. Научный аспект заключается в отсутствии методик расчёта узла стыка рассматриваемых элементов с учётом современных расчётных комплексов.

Конструкция безбалочных перекрытий была запатентована в США в 1902 году. Первое здание в России с такими перекрытиями было построено в Москве в 1908 году, под руководством инженера А.Ф. Лолейта [1]. Первыми инженерами, обратившими своё внимание на проблемы расчёта таких перекрытий были: Дж. Р. Николсон (1914 г.), Вестергарда и Слейтера (1925 год) [2]. У нас первые расчётные обоснования были даны в 1933 году А.А. Гвоздевым и В.И. Мурашевым [3]. Капители из конструкции стыка впервые были исключены в 1940 году Джозефом Ди Стасио. В СССР первое бескапитальное перекрытие было использовано в 60-х во Владивостоке. При разработке методики расчёта принимали участие многие инженеры, в том числе были использованы теоретические разработки В.И. Мурашева. Результаты теории и практики расчёта таких перекрытий были закреплены в 70-х нормативными документами [4] и [5]. На настоящее время эти два документа являются основными, регламентирующими расчёт бескапитальных безбалочных перекрытий. После вступления их в силу выделилось несколько направлений дальнейшего совершенствования методов расчёта. Оригинальную методику предложил проф. Карпенко Н.И [6] и [7]. Активные исследования в разные годы проводились научными школами проф. Залесова А.С. [8] и [9], проф. Рочняка О.А. [10], проф. Васильева П.И. [11]. Неоценимый вклад в развитие МКЭ в строительной механике и теории упругости, как инструмента решения проблемы, внёс Л.А. Розин. Работы в данное время продолжаются, в том числе и политехниками, такими как проф. Беловым В.В., В.В. Лалиным.

Основные принципы конструирования перекрытий с капителями были сформулированы ещё до 50-х годов XX века. Среди множества предложений наиболее интересной можно назвать так называемый «КУБ» (каркас унифицированный безбалочный), разработанный коллективом инженеров НИИЖБ в Москве. Однако ни одна из разработок не вышла в массовую серию. В СССР безбалочные перекрытия массово применялись только на строительстве промзданий (по [12]). При этом использовалась сборно-монолитная технология возведения. В настоящее время при развитии монолитного домостроения вопросы конструирования решаются при рабочем проектировании, единое техническое решение отсутствует. Среди вариантов исполнения стыка можно отметить конструкцию, предложенную Кукшой Л.Л., Кузнецовым В.Д., Городецкими А.С. и Д.А.

Однако вопросам применения современных программных комплексов для решения таких задач, в последнее время не уделялось достаточно внимания. В настоящий момент решения упомянутой научной проблемы нет, поскольку на момент исследований указанных выше авторов задача в такой форме не ставилась.

В данной работе исследовался стык колонны и плиты монолитного безбалочного бескапитального перекрытия. Объект исследования был представлен в виде логической модели. Инструментом исследования стал метод конечных элементов (МКЭ/ФЕМ). В результате проведённых исследований были получены следующие результаты:

- Построен график зависимости габаритов зоны действия перерезывающих сил в приопорной зоне перекрытия от отношения шагов колонн. Зависимость имеет нелинейный характер, получено также её аналитическая форма;

- Определена переменная составляющая относительной погрешности определения указанной зависимости. Установлена погрешность определения поперечных сил, возникающая вследствие сопряжения разноразмерных конечных элементов;
- Проведён сравнительный анализ по возможным способам численного моделирования рассматриваемого узла. Построены графики зависимости поперечной силы от координаты для приопорной части плиты во всех рассмотренных случаях;
- Получены значения удельных характеристик восприятия различными конструктивными элементами поперечных сил в приопорной зоне. Рассмотрены наиболее часто встречаемые конструктивные элементы узла стыка колонны и бескапитального перекрытия.

Результаты представляются достоверными, могут быть перенесены на сам объект исследования. Основные материалы работы были ранее опубликованы в открытой печати (см. [13], [14], [15]). По результатам проведенной работы можно сделать следующие выводы:

1. Установлено, что зависимость габаритов зоны действия перерезывающих сил в приопорной зоне перекрытия, не воспринимаемых ни бетоном, ни продольным армированием от отношения шагов колонн при конечно элементном моделировании, имеет нелинейный характер. Получены зависимости изменения исследованных параметров в аналитической форме.
2. Установлены наиболее стабильные относительно получаемого результата области эпюр поперечных сил. Они находятся в первой и последней трети половины пролёта плиты.
3. Показано, что величина ошибки определения максимальных перерезывающих сил приопорной зоны для одного из рассмотренных случаев по усложнённому алгоритму метода Шварцмана составляет достигает 10%.
4. Показано, что характер влияния стыка разноразмерных элементов (стержней и плит) на характер напряжённого состояния приопорной зоны носит локальный характер в пределах приопорной зоны плиты, но влияет на максимальную граничную поперечную силу приопорной зоны. Это влияние находится в пределах 6,5%. При применении стыкового пучка стержневых элементов конечной жёсткости общая картина напряжённо-деформированного состояния в приопорной зоне плиты искажается незначительно. Намечены пути снижения этого влияния, что повлечёт более точное определение граничных поперечных сил, по которым подбираются конструктивные элементы распределительных систем.
5. Показано, что влияние способа моделирования приопорной зоны конечными элементами может значительно влиять на получаемые значения поперечных сил этой зоны. Наибольшие отклонения от средних результатов, которые достигают двукратных величин, имеет случай, когда при решении с помощью комплекса SCAD на стыке колонны и перекрытия отсутствует переходная стержневая группа элементов. При том же способе моделирования узла стыка комплекс Лира выдаёт решения намного более близкие к стандартному решению SCAD (с особой переходной стержневой группой).
6. Предложен наиболее точный способ моделирования стыка колонны и перекрытия заключающийся в вводе промежуточной распределительной группы стержней в форме «пучка» с центром в точке сопряжения колонны и перекрытия. Такая группа легко может быть приспособлена к условиям применения различных направленных распределительных систем, в том числе с жёсткой арматурой.
7. Предложена методика расчёта и конструирования приопорной зоны плиты монолитного безбалочного бескапитального перекрытия заключающаяся в подборе распределительной системы исходя из сопоставления некомпенсированной продольным армированием и бетоном части эпюры поперечной силы в приопорной зоне с эпюрами материалов типовых конструктивных решений распределительных систем. Последовательность расчета такова:

- Строится трехмерный график перерезывающих сил для одной из приопорных четвертей плиты.
 - Устанавливается значение поперечных сил, воспринимаемыми бетоном плиты и продольным армированием, которое рассчитывается на восприятие изгибающих моментов.
 - Проводится анализ формы некомпенсированной эпюры перерезывающих сил и подбор конструктивных элементов распределительных систем.
 - Проводится конструирование узла и выполняется поверочный расчёт компенсации всей эпюры перерезывающих сил.
8. Методика расчёта и конструирования приопорной зоны плиты внедрена в ПНИПКУ «Венчур» для использования при проектировании зданий и сооружений.

Методика расчета дает возможность экономической оценки выбранной конструкции приопорной зоны перекрытия. Таким образом, изложенные в работе научно обоснованные технические разработки имеют существенное значение для экономики страны

1.1 Рекомендации по использованию результатов работы

Решение задачи по совершенствованию методик расчёта и конструирования данного узла конструкции является комплексной задачей. Её можно рассматривать с точки зрения фундаментальных исследований теории сопротивления железобетона и с точки зрения решения конкретных инженерных задач с учётом имеющихся у современного инженера инструментов. Оба аспекта тесно связаны друг с другом и успех по одному направлению исследования не может быть признан без положительных результатов на другом. Иными словами, ценность законченной теоретической проработки в данной сфере без возможности её реализации в современной инженерной деятельности снижается.

Представленная работа является одним из шагов по решению указанных проблем и посвящена в основном изучению современных инженерных инструментов, с выдачей рекомендаций по их практическому использованию. Тесно привязываются к этому вопросу и технико-экономические категории. Инструментом представляемых проработок являются прикладные численные методы.

В дальнейшем планируется исследования по теоретическому обоснованию решаемых проблем. Инструментом работы в данном направлении являются натурные физические эксперименты. Работы в данном направлении также ведутся. Так, например, на кафедре строительных конструкций и материалов СПбГПУ в настоящее время обсуждаются вопросы проведения таких экспериментов и автор является активным участником этого процесса.

Проведение экспериментов и направление теоретических изысканий должно быть скорректировано с учётом результатов представляемой работы. Только тогда практическая ценность таких работ будет заранее гарантирована возможность практической реализации и экономической целесообразности.

1.2 Содержание работы

Работа состоит из введения, 5 глав, заключения, библиографического списка использованных источников из 31 наименования, 5 приложений и изложена на 52 листах.

В первой главе приводится резюме проведённых исследований, краткая история вопроса. Во второй - приведены основные термины и понятия, используемые в работе, рассмотрены основные виды конструктивных решений объекта исследования, выполнен обзор литературы по рассматриваемой проблеме. Так же проведен анализ программных средств используемых для расчетов в строительстве.

В третьей главе рассмотрена модель деформирования плиты монолитного безребристого бескапитального перекрытия. Проведены три численных эксперимента по определению параметров распределения перерезывающей силы в приопорной зоне перекрытия. Выявлены величины погрешностей проводимых экспериментов, рассмотрены наиболее часто встречаемые способы моделирования узла стыка колонны и перекрытия.

В четвёртой главе рассмотрены вопросы конструирования узла в свете предлагаемой методики расчёта и конструирования бескапитальных перекрытий. Для этого

рассматривались отдельные конструктивные элементы, которые встречаются в инженерной практике в настоящее время. Отдельно рассмотрены решения по направленным, ненаправленным распределительным системам, по применению в узле жёсткой арматуры.

В пятой главе рассмотрены экономические аспекты конструирования бескапитальных перекрытий. Предлагается механизм оценки эффективности проектных решений с экономической точки зрения.

В шестой главе делаются выводы о поведении напряжённо-деформированного состояния плиты при различных соотношениях шагов колонн, а также о погрешности определения поперечных сил при расчёте её методом конечных элементов. В этой же главе приводится рекомендованный алгоритм расчёта и конструирования узла примыкания колонны и перекрытия.

2. Обзор литературы

В данной главе будут сведены все данные по имеющейся классификации монолитных безбалочных перекрытий и распределительных систем. Будет проведён обзор существующих нормативных подходов к вопросам расчёта и конструирования узла примыкания колонны и перекрытия, а также обзор по имеющимся в настоящее время инженерным инструментам расчёта таких конструкций. Будут рассмотрены наиболее значимые научно-исследовательские работы, проведённые за последнее время в данном направлении.

2.1 Основные понятия и терминология

Нагельный эффект – эффект, возникающий в приопорной зоне перекрытия, заключающийся в работе продольного армирования плиты на срез в условиях сжатого железобетонного сечения с трещиной (по [16]).

Распределительная система (также распресистема) – специальная арматурная группа в приопорной части перекрытия, основной задачей которой является восприятие перерезывающих сил

Направленная распределительная система – распределительная система, имеющая соотношение главных осей эпюры материалов больше, чем 1/1,4 (подробней – см. гл. 4)

Капитель – приопорная часть перекрытия, увеличенной толщины для восприятия перерезывающих сил

Скрытые балки – часть монолитной плиты, армирование которой осуществляется по принципам конструирования балок, то есть присутствует чётко выраженные верхние и нижние балочные армопояса, поперечная арматура в виде хомутов.

Жёсткая арматура – арматура, жёсткость которой в десятки раз превосходит жёсткость регулярного стержневого армирования (например, стальной прокатный профиль)

Компенсация эпюры поперечных сил – фактически процесс конструирования некоторого узла, нацеленный на формирование эпюры материалов, покрывающей по своим значениям расчётную эпюру поперечных сил.

ПВК – программно-вычислительный комплекс

Главные эпюры поперечных сил приопорной зоны – две взаимоперпендикулярные оси, находящиеся в плоскости плиты. Во всех расчётных случаях работы эти оси совпадают с глобальными осями X и Y расчётных моделей ПВК SCAD. Под главными осями некомпенсированной эпюры (некомпенсированного поля) понимаются два взаимоперпендикулярных направления на плоскости образованной пересечением поверхности трёхмерной эпюры поперечных сил приопорной зоны и плоскостью постоянной составляющей эпюры материалов (от бетона и продольного армирования). Точка пересечения осей совпадает с центром колонны. Параметр выбора направления осей – наибольшая (наименьшая) удалённость точки области от начала координат. Понятие по смыслу совпадает с главными осями инерции из курса сопротивления материалов. Главные оси трёхмерной эпюры – практически главные оси инерции указной плоскости пересечения эпюры материалов и поперечных сил.

Локальное продавливание – условный термин для обозначения воздействия продольных сил, возникающих в колонне на участок перекрытия, ограниченный сечением колонны.

Нелокальное продавливание – условный термин для обозначения воздействия поперечных сил, возникающих в приопорной зоне плиты перекрытия от действия внешних нагрузок.

Приопорная зона перекрытия – зона, в которой требуется проведение конструктивных мероприятий компенсации эпюры поперечных сил. В модели деформирования плиты, использованной в этой работе, под этой зоной в общем случае понимается зона, которая принимается по СНиП [21] как для капитальных перекрытий в зависимости от пролётов плиты.

PCY – расчётные сочетания усилий. Вычисление PCY требуется для определения наиболее невыгодных комбинаций нагружений расчётной схемы. Основой выбора невыгодных расчётных сочетаний усилий в комплексе SCAD служит принцип суперпозиций.

2.2 Основные виды конструктивных решений безребристых перекрытий

В настоящее время выделяют следующие типы конструктивных систем многоэтажных каркасных зданий с плоскими перекрытиями:

- Монолитный каркас с «распределительным» армированием плит перекрытий арматурными сетками
- Монолитный каркас с «ригельным» армированием плит перекрытий объёмными арматурными каркасами
- Сборно-монолитные каркасы

Всем типам приведенных перекрытий присуще достаточно существенные недостатки. Так сборно-монолитные каркасы требуют нестандартного подхода с точки зрения технологии и организации работ по монтажу. Примером может служить каркас серии Б1.020.1-7, разработанный в БелНИИС, г. Минск (см. ниже рис. 2.1). Работы по возведению зданий с таким каркасом требуют специфического навыка рабочих на стройплощадке, что в современных условиях не всегда присутствует.



Рис. 2.1 Фрагмент сборно-монолитного каркаса серии Б1.020.1-7

Основной проблемой монолитного каркаса с «ригельным» армированием является то, что при сопоставимых значениях шагов колон (по разным оценкам – отношение шагов от 1:1,4-1,6 и меньше – по [12]) картина распределения внутренних усилий в плите оказывается весьма далёкой от эпюры материалов характерной для кессонных перекрытий. По мнению ряда авторов, например [12], такой подход к конструированию, когда работу любой плиты

пытаются сводить к балочной схеме, является ошибочным. В конечном итоге это приносит снижение эксплуатационных и технико-экономических показателей конструкции. Схему такого армирования можно увидеть ниже на рис. 2.2.

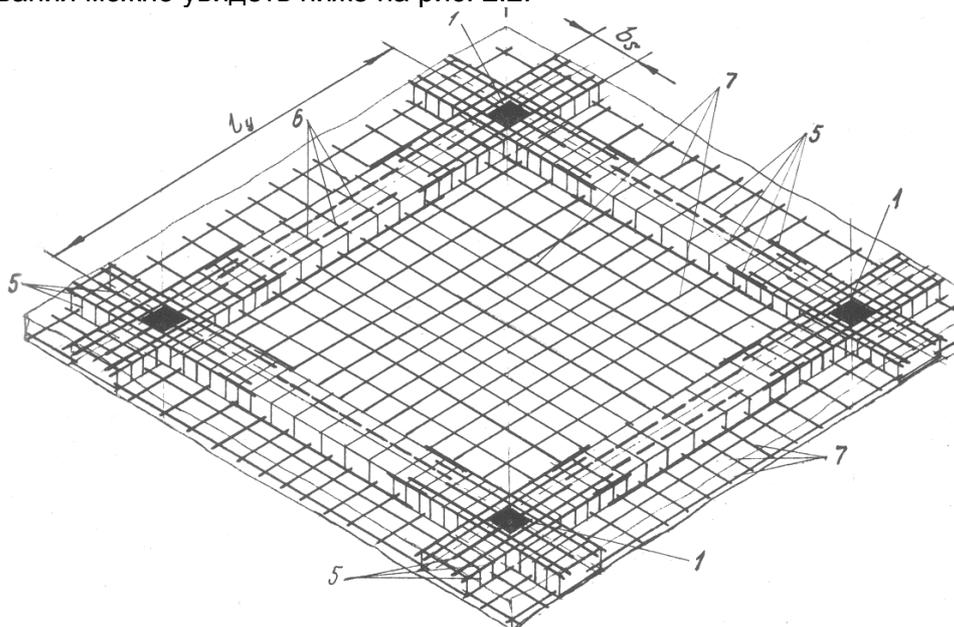


Рис. 2.2 Схема ригельного армирования пространственными каркасами
1- место примыкания колонны; 5- верхнее продольное армирование скрытой балки;
6- нижнее продольное армирование балки; 7- армирование плиты

В данной работе рассматриваются монолитные железобетонные каркасы с отношением шагов колонн принимающим значения от 1:2 до 1:1. При этом принимается «распределительная» схема армирования плит.

Наконец последний вариант – монолитный каркас с «распределительным» армированием. Сеточное (а не балочное) армирование такого каркаса приводит к тому, что эпюра материалов элемента более точно, по сравнению с предыдущим вариантом, повторяет контур распределения внутренних усилий в плите. Однако, многие исследователи этой проблемы, например, Симбиркин В.Н. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко), выступавший с докладом на конференции в СПбГПУ ИСФ, отмечают ряд недостатков таких перекрытий:

- Повышенный расход арматуры (несоответствие принципу концентрации арматуры)
- Отсутствует однозначное решение проблемы продавливания плит перекрытия колоннами (нетехнологичность установки поперечной арматуры)
- Отсутствует однозначное решение проблемы обеспечения требуемой трещиностойкости
- Не решён до конца вопрос деформативности

Расчёт конструкции в двух последних случаях ведётся по II группе предельных состояний, в соответствии с [13]. И эти две проблемы не являются предметом рассмотрения этой работы. Все рассматриваемые мероприятия направлены на решение первых двух проблем.

2.3 Основные виды распределительных систем

Прежде всего, безребристые перекрытия делят на капитальные и бескапитальные. В данной работе нас будут интересовать только бескапитальные конструкции. Дальнейшая классификация в официальных источниках практически отсутствует. Однако достаточно широкое использование подобных конструкций в последние 5-10 лет всё-таки привело к возникновению терминологии и классификации.

Одним из основополагающих терминов является понятие распределительной системы. Авторство данного названия приписывается Л.Л. Кукше. В самом общем случае это особая арматурная группа и (или) специального вида закладная деталь. Непосредственно Л.Л. Кукша так называет закладную оригинального вида (см. рис.1 и 2 прил. 1).

На основании проведённого обзора существующих решений по конструированию рассматриваемого узла классификация может быть проведена по следующим признакам:

- По применяемым материалам – распределительные системы с применением жёсткой арматуры и без неё
- По схеме армирования – направленные, когда эпюра материалов распределительной системы имеет форму, близкую к эллиптической с отношением главных осей от приблизительно 1/1,4, и ненаправленные
- По схеме расположения дополнительной поперечной арматуры (например, такой как на рис. 10 и 11 прил. 1) – с дополнительным поперечным армированием в радиальном направлении и дополнительным балочным армированием

Примеры видов распределительных систем, иллюстрирующих предлагаемую классификацию, могут служить рисунки прил. 1. Ниже приведём один из примеров:

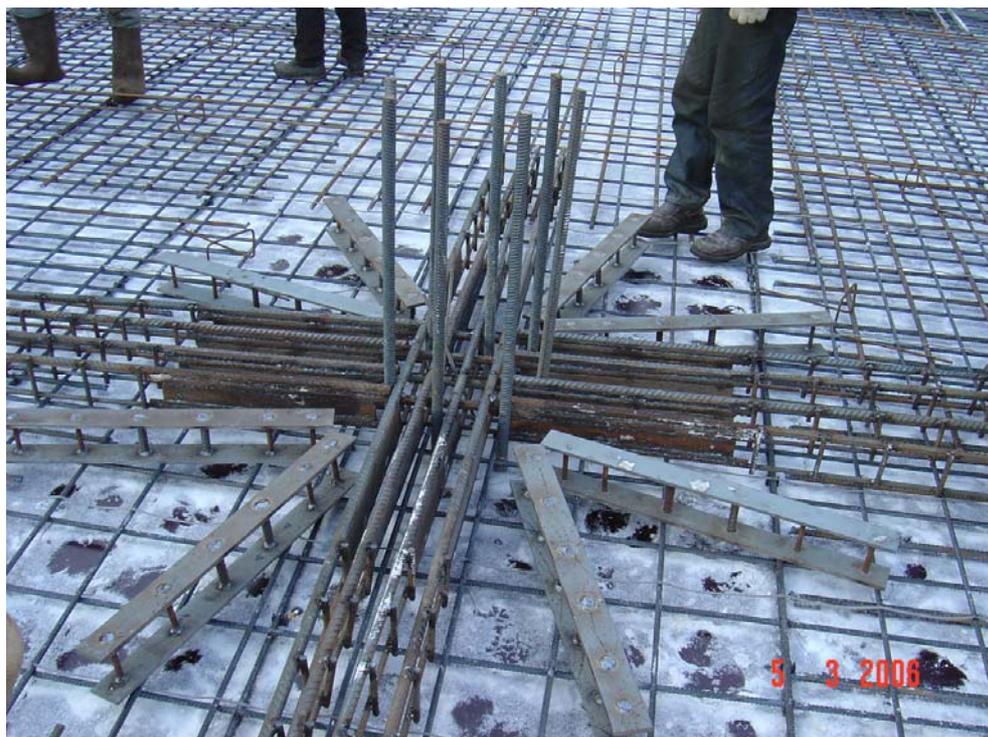


Рис. 2.3 Распределительная система в месте установки (по В.Д. Кузнецову)

На представленном рисунке изображена ненаправленная распределительная система с жёсткой арматурой и радиальным дополнительным поперечным армированием.

Приводимая система классификации базируется в том числе на проведённых в данной работе исследованиях и последующего анализа результатов, например в гл. 3 и 4.

Классификация может быть с успехом применена и к другим распределительным системам, представленным в прил. 1. Так, на рис. 2 и 3 изображена направленная распределительная система с жёсткой арматурой без дополнительного поперечного армирования; на рис. 4 и 5 – ненаправленная распределительная система со сталебетонным каркасом без дополнительного поперечного армирования; на рис. 6 – ненаправленная система с балочной схемой поперечного армирования; на рис. 9 и 10 обозначена ненаправленная система с радиальной схемой поперечного армирования.

2.4 Обзор САПР, применяемых для расчетов в строительстве

Основное достоинство метода конечных элементов состоит в возможности использования простых координатных функций, удовлетворяющих не слишком обременительным ограничениям. Конечно, простые аппроксимации могут приводить к удовлетворительным результатам только при условии их применения в ограниченных подобластях, размеры которых малы по сравнению с размерами всей области. Как правило, удовлетворительная точность как по перемещениям, так и по напряжениям получается, если размеры элементов в 10-20 раз меньше характерного размера рассматриваемой детали (конструкции, сооружения, тела). В качестве такого характерного размера может выступать, например, длина стержня, длина или ширина пластины, длина, ширина или

высота сплошного трехмерного массива. Правда, эта оценка является весьма ориентировочной. Встречаются случаи, когда даже при густой сетке МКЭ не приводит к величине напряжений, достаточно близкой к теоретической. Так бывает обычно вблизи различных концентраторов напряжений. Однако необходимо отметить, что при значительной концентрации напряжений в реальном материале происходят нелинейные деформации, приводящие к «рассасыванию» пиковых напряжений за счет образования зоны пластического течения в окрестности концентратора либо (у хрупких материалов) к появлению трещин и даже полному разрушению. В таких случаях нет смысла и пытаться уточнять упругое решение, а нужно выполнять расчет с учетом нелинейного поведения материала, т.е. углублять постановку задачи, уточнять значения физических констант, определяющих напряженно-деформированное состояние.

Благодаря высокой приспособленности МКЭ к возможностям современной вычислительной техники в настоящее время существует множество самых различных по своей направленности и по своим возможностям вычислительных комплексов, реализующих метод конечных элементов. Из числа комплексов, используемых при выполнении расчетов, сопровождающих строительное проектирование, отметим ANSYS, COSMOS/M, Лира-Windows, SCAD, STAAD Pro, FEM models, PLAXIS, Robot Millennium.

Выполнение углубленных численных исследований увеличивает возможность строгого учета различных, часто весьма существенных, конструктивных особенностей рассматриваемого объекта в используемых конечно-элементных моделях. Конечно, сокращение времени вычислений по-прежнему продолжает играть важную роль, заставляя вводить определенные упрощения в расчетную схему, т.е. заведомо огрубляя ее. Это связано с тем, что ресурсы как используемой программы, так и ПЭВМ ограничены, но не это определяет качество расчетов. Основное внимание переносится теперь на построение наиболее адекватных расчетных схем, на максимальное приближение математической модели к реальной конструкции.

ANSYS - Самая распространенная в мире, многофункциональная система конечно-элементных расчетов. Включает в себя модули расчетов прочности и динамики, температурных полей, гидрогазодинамики, электростатики, электромагнетизма, оптимизации, вероятностных расчетов, высоко-нелинейных расчетов по явной схеме интегрирования и другие. Предоставляет уникальную возможность одновременно или поочередно рассчитывать несколько различных физических полей в рамках одной задачи.

COSMOS/M - основу комплекса составляет программная система GEOSTAR, включающая препроцессор, расчетные конечно-элементные модули и постпроцессор. GEOSTAR дает пользователю возможность создавать геометрический образ рассчитываемой модели, насыщать ее элементами, оперативно вносить необходимые изменения, выполнять требуемые виды расчетов, просматривать, рисовать на экране и печатать результаты. GEOSTAR управляет работой различных расчетных модулей COSMOS/M, обеспечивая интерактивную среду для их взаимодействия. Комплекс включает в себя следующие модули расчетов: STAR - линейный статический расчет; DSTAR - расчет на устойчивость, отыскание частот и форм колебаний; FSTAR - расчет на выносливость; ASTAR - динамический расчет на вынужденные колебания; OPTSTAR - оптимизация формы и размеров конструкции; NSTAR — нелинейная статика и динамика; HSTAR - решение задач теплотехники; FLOWSTAR - анализ ламинарного движения жидкости; FLOWPLUS - двух- и трехмерный анализ турбулентного движения жидкости; ESTAR - низкочастотный анализ проблем электромагнетизма; HFESTAR - высокочастотный анализ проблем электромагнетизма.

Лира-Windows - данный программный комплекс предназначен для численного исследования прочности и устойчивости конструкций, а также для автоматизированного выполнения ряда процессов конструирования. ПК «Лира-Windows» обеспечивает исследование широкого класса конструкций: пространственные стержневые и оболочечные системы, массивные тела, комбинированные системы — рамно-связевые конструкции высотных зданий, плиты на грунтовом основании, ребристые плиты, многослойные конструкции

STAAD.Pro - программа, предназначенная для расчета и проектирования строительных конструкций. Данная программа представляет собой полностью интегрированный комплекс для расчета, анализа и проектирования строительных конструкций, зданий и сооружений. STAAD.Pro обеспечивает исчерпывающую информацию

о напряженно-деформированном состоянии конструкции и отдельных ее элементов. Акцент сделан на производительности, удобстве и простоте создания расчетной модели — с учетом всех новейших методов анализа и проектирования. STAAD Pro признана наиболее удачной на сегодня разработкой на рынке расчетных комплексов, является индустриальным стандартом для программ данного класса. Результаты расчета используются для проектирования металлических, железобетонных и деревянных конструкций в соответствии с требованиями большинства известных норм и кодов, в том числе СНиП.

PLAXIS 8.0 - расчетный комплекс, состоящий из набора прикладных вычислительных программ для конечно-элементного анализа напряженно-деформированного состояния системы «основание-фундамент-сооружение» в условиях плоской и осесимметричной задач. Комплекс включает в себя дополнительные модули: PLAXIS DYNAMICS — анализ воздействия на грунты вибраций, причиной которых служат забивка свай, дорожное движение. PLAXIS 3D TUNNEL - трехмерный анализ деформаций и устойчивости при проектировании тоннелей, сооружаемых как щитовым способом, так и с использованием тоннельной оболочки. PLAXFLOW - фильтрационный расчет насыщенных и ненасыщенных водой грунтовых массивов в условиях плоской задачи с использованием КЭ элементов, PLAXIS 3D FOUNDATION - анализ напряженно деформированного состояния системы «основание-фундамент-сооружение» в условиях трехмерной (пространственной) задачи.

Программа находит применение во всех видах традиционной геотехнической инженерии: она используется при проектировании дамб и водохранилищ, сооружении фундаментов и оснований, насыпей, котлованов и подпорных стенок, укреплении откосов, расширении дорог, перемещении плотин, решении вопросов инфильтрации (просачивания), проектировании тоннелей, проходческих щитов, станций метро.

FEM models - это расчетный инструмент XXI века для сложных строительных расчетов методом конечных элементов. FEM models содержит модели, описывающие работу надземных конструкций здания и сложную нелинейную работу грунта. FEM models дает возможность решать задачи расчета основания и надземных конструкций здания с учетом их взаимодействия, позволяя тем самым на практике выполнять требования норм о необходимости совместного расчета осадок комплекса разноэтажных зданий на свайном основании.

ПК Robot Millennium представляет собой единую систему, объединяющую в одном уникальном комплексе все этапы проектирования конструкций — от создания расчетной схемы до реализации отчетов и чертежей. ПК позволяет выполнить общий анализ поведения конструкций на основе МКЭ и даёт следующие возможности: выполнять расчеты в линейной и нелинейной постановке, определять напряженно деформированное состояние конструкции от статических и динамических нагрузок, анализировать потерю устойчивости всей схемы и отдельных её элементов, назначать и проводить проверки стержневых конструкций из различных материалов в соответствии с набором международных норм проектирования, производить автоматическую генерацию проектной документации и чертежей для некоторых элементов.

SCAD Office - программный комплекс нового поколения - позволяет проводить расчет и проектирование стальных и железобетонных конструкций. В состав комплекса входят универсальная программа конечно-элементного анализа SCAD, а также ряд функционально независимых проектно-расчетных и вспомогательных программ. Программа SCAD предназначена для расчета сооружения в целом. Другие проектно-расчетные программы ориентированы на выполнение детальных проверочных расчетов несущих строительных конструкций (отдельных балок, колонн, плит) в соответствии с действующими нормами.

Комплекс SCAD - интегрированная система прочностного анализа и проектирования конструкций на основе метода конечных элементов. Он включает в себя высокопроизводительный процессор, позволяющий решать задачи большой размерности (сотни тысяч степеней свободы) в линейной и геометрически нелинейной постановке, модули анализа устойчивости, формирования расчетных сочетаний усилий, проверки напряженного состояния элементов конструкций по различным теориям прочности, определения усилий взаимодействия фрагмента с остальной конструкцией, вычисления усилий и перемещений от комбинаций загружений, построения амплитудно-частотных характеристик, модули подбора арматуры в элементах железобетонных конструкций, а также проверки и подбора металлических конструкций. Система предусматривает, кроме статических расчетов, рассмотрение различных видов динамических воздействий — таких

как сейсмика, пульсация ветровой нагрузки, гармонические колебания, импульс, удар. В SCAD реализована развитая библиотека конечных элементов для моделирования стержневых, пластинчатых, твердотельных и комбинированных конструкций, так же реализован режим вариации моделей для совместного анализа нескольких вариантов расчетной схемы.

Графические средства формирования расчетных схем включают набор параметрических прототипов конструкций, позволяют автоматически сгенерировать сетку конечных элементов на плоскости, задать описания физико-механических свойств материалов, условий опирания и примыкания, а также нагрузок. Предусмотрена возможность сборки расчетных моделей из различных схем, а также широкий выбор средств графического контроля всех характеристик схемы. Результаты расчета могут экспортироваться в редактор MS Word или электронные таблицы MS Excel, а также выводятся в виде деформированной схемы и схемы прогибов, цветовой и цифровой индикации значений перемещений в узлах, а также изополей и изолиний перемещений для пластинчатых и объемных элементов. Подробней описание – см. в [14].

В качестве расчетного комплекса используемого в данной работе выбран SCAD Office, из-за его доступности, широты распространения, соответствия СНиП и ГОСТ. Так же Программно Вычислительный комплекс, разработанный на Украине в Киевской фирме SCAD Soft, внедрен, и широко используется в учебном процессе.

SCAD Office сертифицирован на соответствие ГОСТ Р ИСО/МЭК 9126-93, ГОСТ 28195-89, ГОСТ Р ИСО 9127-94, РД 50-34.698-90. Соответствие СНиП подтверждено сертификатом Госстроя России и Федеральным надзором России по ядерной и радиационной безопасности.

2.5 Основные нормативные документы, необходимые при проектировании

Основные положения по расчёту капитальных перекрытий в настоящее время регламентированы следующими нормативными документами:

- Руководство по расчёту статически неопределимых железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, 1975 г.
- Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, 1979 г.

В основе методик расчёта первого документа заложены методы ручного расчёта строительных конструкций. Для безбалочных перекрытий, например, предлагается так называемый метод заменяющих рам. По этому методу, который вошёл в классические учебники по железобетонным конструкциям (например, [3]), перекрытие по направлениям шагов колонн последовательно рассматривается как совокупность рам. После их статического расчёта проводится конструирование плиты исходя из балочной схемы работы перекрытия. Приопорные участки конструируются по значениям поперечных сил, полученными также при расчёте рам. При конструировании узла сопряжения колонны и перекрытия используются различные схемы установки поперечной арматуры в виде скрытых балок. Допускается внедрение в узел особых закладных деталей.

Положения по конструированию перекрытий во втором документе практически полностью ориентированы на решения, в основе которых лежат типовые серийные каркасы из сборного железобетона. В этом документе практически приводятся рекомендации по конструированию из готовых изделий заводов железобетонных изделий. Практическое применение этого документа затруднено тем, что не рассматриваются вопросы конструирования перекрытий из монолитного железобетона, изделия для многих серий каркасов уже давно не выпускаются; в документе рассматриваются только промышленные перекрытия с большими пролётами, капитальной схемой и значительными полезными нагрузками, что не соответствует особенностям монолитных перекрытий, возводимых в настоящее время.

Отдельно следует отметить существующую методику расчёта на местные воздействия, присутствующую в действующем СНиП по железобетонным конструкциям [21]. Рассматриваемый в данной работе расчёт на продавливание входит именно в эту группу. В соответствие с ним рассматривается общий подпалаивания плитных конструкций колоннами в безбалочных перекрытиях и фундаментах. Практически в СНиП рассмотрено две ситуации – без поперечного армирования, с учётом только сопротивления бетона растяжению, и с его

учётом (в виде дискретной вертикальной арматуры). Практически все расчётные предположения основаны на экспериментальных данных. В формулах много коэффициентов, которые были получены опытным путём. При учёте армирования вводится так называемый коэффициент учёта неточности расчётной силы. Он вводится как поправка на силу, равную сумме всех поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, пересекающими боковые грани расчётной пирамиды продавливания.

По имеющимся возможностям расчёта с использованием имеющейся нормативной документации можно сделать выводы:

- Точность метода замещающих рам является в современных условиях проектирования является недостаточной по мнению ряда инженеров (например, [7]). Погрешность метода сильно возрастает, когда отношение шагов колонн каркаса близко к 1:1. Метод вводился и широко использовался во времена, когда не было современных инженерных инструментов по расчёту зданий. При современном развитии расчётных комплексов на основе метода конечных элементов необходимо искать новые подходы к расчёту таких конструкций;
- Существующие рекомендации по проектированию безбалочных перекрытий относятся к промышленным зданиям, имеющим свою специфику. Более того, указанный документ базируется на типовых сериях сборных железобетонных каркасов, многие из которых уже не выпускаются. Каких либо чётких рекомендаций по конструированию бескапитальных перекрытий автор не обнаружил, что объясняется тем, что в советский период применение таких видов каркасов было нетиповым решением и было весьма редким, несмотря на большие теоретические проработки того периода;
- Существующий расчёт по действующему СНиП учитывает только сопротивление бетона растяжению и работу поперечной арматуры на растяжение. Не учитывается ни нагельный эффект, ни местное сопротивление бетона сжатию под продольной арматурой, ни сопротивление бетона срезу, ни возможная установка в узле жёсткой арматуры. Приведённая в нормах расчётная зависимость носит слишком обобщённый характер. При расчёте бескапитальных перекрытий её использование без уточнения затруднительно.

Все эти факторы серьёзно затрудняют расчёт и проектирование бескапитальных монолитных перекрытий.

2.6 Научные работы, проводимые в последнее время

Создание единой расчётной модели, адекватно описывающей сопротивление конструкции действию среза в комбинации с изгибом и продольными усилиями, является одной из сложных задач теории железобетона. Из-за этого при практических расчётах на срез инженеры пользуются условными моделями, основанными, главным образом, на софистических аналогиях.

В нормах различных стран при расчёте прочности железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил применяются следующие методы. В России используется метод придельных усилий. Известны также методы ферменной аналогии и их различные модификации, арочной или сочетания ферменной и арочной аналогии. Во всех этих методах, как правило, предполагается раздельный расчет наклонных сечений на действие поперечных сил и изгибающих моментов.

За последние пятнадцать лет по мнению ряда исследователей (например, [10], [16]) в международной практике наблюдается особый интерес к изучению вопросов, связанных с сопротивлением срезу железобетонных конструкций. По данным американского государственного регулирующего органа в сфере строительства число научных публикаций в год на эту тематику выросло с 1980 до 2000 года в семь раз и достигло 740. Однако следует отметить, что несмотря на много новых предложений по совершенствованию существующих методик расчёта, в нормы проектирования вносятся всю те же консервативные методы. Не исключение здесь составляет и российский СНиП. Но в нашей стране это происходит на фоне недостаточного внимания инженеров и учёных к проблеме среза железобетонных сечений. Так, например, количество публикаций на эту тематику в профильном журнале «Бетон и железобетон» имеет с 1987 года прогрессирующую отрицательную динамику. По мнению ряда авторов, снижается и качественный показатель научно-исследовательских работ. Официально с 1975 года шёл процесс только

совершенствования метода ферменных аналогий. Новые модели в рассмотрение не вводились.

Вместе с тем, начиная с середины 70-х годов интенсивно развиваются так называемые «точные» методы в рамках общей теории расчёта железобетонных конструкций при действии среза, в комбинации с изгибом и продольными силами. Практически все методы этого направления используют рациональную деформационную модель, рассматривающую совместно уравнения равновесия, уравнения совместности деформаций для железобетонного элемента с диагональными трещинами. Обширные исследования в этом направлении проводились такими исследователями, как Hsu T.T.C.; Mo Y. I.; Pang X.B. (Китай); Vecchio F.J., Emara M.B. (Италия). Результаты экспериментов, проведёнными этими учёными с 1990 по 1996 г.г. приблизили специалистов к пониманию основных закономерностей деформирования плоских элементов с диагональными трещинами.

Критикуя одно из основных допущений модифицированной теории полей сжатия о совпадении направлений главных напряжений и деформаций, такие исследователи, как Deī Polī S. (Нидерланды), Prisco M.D. (Италия) и Гамбарова П.Г. (Россия) разрабатывают усовершенствованные «точные» методы расчётов. Одним из направлений совершенствования общего метода расчёта является модель «фиксированного угла» в изложении T.T.C. Hsu.

Активные исследования с целью создания общей методики расчёта при действии поперечных и продольных сил, изгибающих моментов в рамках метода предельных усилий в последние годы предпринимались научными школами проф. Залесова А.С., проф. Васильева П.И., проф. Рочняка О.А., проф. Климова Ю.А.

Отдельно следует отметить оригинальные методы расчётов, предлагавшиеся в разные годы проф. Карпенко Н.И., базирующиеся на теории железобетона с трещинами. Труды этого исследователя достаточно полно опубликованы в капитальных работах (например, [6], [7]).

Интенсивно в настоящее время развиваются методы, базирующиеся на положениях механики разрушения для композитного материала, коим является железобетон. Среди проводимых в последнее время исследований в этом направлении наибольшего внимания заслуживают разработки Пирадков К.А., Пирадов А.Б. (Россия).

Конечно-элементное моделирование в теоретических задачах сопротивления железобетона используется мало и на это есть объективные причины. Точность определения поперечных сил при использовании метода конечных элементов в форме метода перемещений невелика, что отмечается практически всеми исследователями этой проблемы, например, разработчиками расчётного комплекса SCAD A.B. Перельмутером, Э.З. Криксуновым. Более того, величина этой погрешности практически не поддаётся никаким закономерностям. Причина этого лежит в самом методе конечных элементов. Ещё в 70-х годах одним из тех учёных, кто стоял у истоков использования метода в строительной механике и теории упругости, политехником проф. Л.А. Розиным была показана невозможность алгоритмизации метода конечных элементов в форме метода сил в виде, позволяющим использование вычислительных машин. Сложности использования метода сил возникают на этапе выбора основной системы. Здесь необходимо участие человека, что делает этот вариант метода конечных элементов непригодным для решения с использованием компьютеров сложных инженерных задач.

За годы использования в инженерной практике метода конечных элементов в форме метода перемещений указанными исследователями, а также рядом их зарубежных коллег опытным путём удалось получить рекомендации по снижению этих погрешностей. Тем не менее все научные исследования этой проблематики носят односторонний характер. Теоретики железобетона изучают его при помощи в основном натуральных испытаний и строят свои теории, теоретики строительной механики и численных методов рассматривают задачи, хорошо алгоритмируемыми методами. Решению пограничных задач в последнее время уделяется мало внимания, что видно, например, по материалам профильных публикаций в журнале «Бетон и железобетон». А ведь именно с такими проблемами сталкиваются инженеры в реальной производственной деятельности. И решаются они в индивидуальном порядке, «когда придётся».

2.7 Постановка задач работы

На основании рассмотренных в п. 2.5 и 2.6 современных проблем расчёта и конструирования узла примыкания колонны к монолитному бескапитальному перекрытию, можно сделать следующие выводы:

- В настоящее время отсутствует единая методика расчёта и конструирования узла стыка учитывающая теоретические разработки последних 20 лет.
- Как для консервативных, так и для «точных» теорий сопротивления железобетона сдвигу в условиях сложного напряжённо-деформированного состояния отсутствуют алгоритмы расчёта строительных конструкций с учётом развития современных инженерных инструментов по конечно-элементному моделированию. Изучению вопросов практической реализации новых теоретических разработок при помощи численного моделирования уделяется мало внимания.
- В итоге, при расчёте зданий и сооружений инженеры на местах вынуждены адаптировать старые методы расчёта под новые доступные инструменты. При этом точность многих подходов и решений остаётся неизвестной. Инженеры-проектировщики не имеют в настоящее время единого алгоритма расчёта стыка колонны и перекрытия.

В соответствие со сделанными выводами целью настоящей работы является разработка методики расчёта и конструирования стыка колонны и перекрытия в безбалочном бескапитальном перекрытии.

Для достижения поставленной цели должны быть решены следующие задачи:

- Формирование новой модели деформирования исследуемого узла конструкции.
- Получение, для различных случаев геометрических параметров каркаса здания, общих зависимостей изменения поперечной силы от координат в приопорной зоне перекрытия.
- Оценка погрешности определения перерезывающих сил в приопорной зоне перекрытия при использовании метода конечных элементов в форме метода перемещений.
- Формирование принципов конструирования узла с учётом возможностей технологии строительства.

3. Модель сопряжения колонны и перекрытия

Объектом исследования в данной работе выступает стык колонны и перекрытия в бескапитальном перекрытии. Методом исследования модели для решения поставленных задач является численный эксперимент. В работе предусмотрено проведение трёх групп численных экспериментов. Они условно носят названия: задача №1 (исследование поведения зависимости распределения поперечной силы в плоскости плиты от соотношения шагов колонн здания); задача №2 (оценка точности определения методом конечных элементов перерезывающих сил на исследуемом участке перекрытия); задача №3 (сравнительный анализ различных способов конечно-элементного моделирования исследуемого узла конструкции).

В начале главы будет сформирован условный каркас здания, на примере которого будут проводиться все исследования. Затем будет рассмотрена усовершенствованная модель деформирования плиты. На основании теоретических предпосылок будут проведены описанные ниже численные эксперименты. В заключении будут сделаны промежуточные выводы.

3.1 Общая идея и цель проводимых исследований

Основная идея проводимых исследований заключается в том, что, получая при решении расчётной задачи №1 интересующие нас значения изменений напряжённо-деформированного состояния узла примыкания колонны в зависимости от изменения соотношения шагов колонн, в последующих двух задачах даётся оценка точности расчётов по используемому способу моделирования и рассматриваются другие способы моделирования этого узла.

Цель решения первой расчётной задачи – установка зависимости соотношения главных осей эпюры поперечных сил приопорного участка перекрытия (об этом см.

подробней в п. 3.4) от отношения шагов колонн. Второй задачи – оценка точности полученных соотношений при помощи метода Шварцмана. Цель решения дополнительной второй задачи – оценка погрешности возникающей из-за стыка в расчётной модели разноразмерных конечных элементов (стержней и пластин). Цель решения третьей задачи – анализ других способов моделирования рассматриваемого узла, в том числе в других программных комплексах.

В результате проведённых численных экспериментов делается промежуточный вывод о точности получения перерезывающих сил в программах конечно-элементного моделирования (использующих в качестве разрешающих неизвестных перемещения).

3.2 Основные направления исследований модели

Общей для всех проводимых исследований является задача составления единой расчётной модели здания, на примере которой будут проводиться все эксперименты. В эту задачу помимо прочих входит формирование единых граничных условий. Должны быть заданы единые системы внешних связей расчётных систем, приложены единые системы нагружений. Дальнейшие задачи носят субъективный характер для каждой группы экспериментов.

Расчётная задача №1:

- Необходимо на основании предварительных поверочных расчетов задаться постоянным шагом разбиения сетки триангуляции плиты перекрытия
- Также на основании предварительных расчётов - наметить интервал и шаг изменения шагов колонн
- Установить контрольные параметры эксперимента
- Провести формирование расчётной схемы, смоделировать граничные условия, провести расчёт
- Зафиксировать интересующие данные по каждому расчётному случаю, свести результат в итоговую таблицу

Расчётная задача №2:

- Необходимо на основании серии решений предыдущей задачи выбрать наиболее выгодное соотношение шагов колонн для оценки точности решения методом Шварцмана
- В соответствии с методом Шварцмана выбрать шаги разбиения плиты перекрытия на конечные элементы. При этом для повышения количества шагов разбиения используется усложненный вариант метода Шварцмана с равномерно пропорциональным уменьшением шага сетки триангуляции. Получить не менее 7 расчётных случаев.
- Установить контрольные параметры эксперимента
- Провести формирование расчётной схемы, смоделировать граничные условия, провести расчёт
- Зафиксировать интересующие данные и выполнить расчёт по методу Шварцмана. Получить точное решение по контрольным параметрам и величины погрешностей
- Провести дополнительный численный эксперимент по оценке погрешностей, возникающих в результате сопряжения в расчётных схемах конечных элементов различной размерности. После выполнения необходимых расчётов сделать вывод о величинах таких погрешностей по отношению к перерезывающим силам

Расчётная задача №3:

- Сформировать перечень возможных видов моделирования узла в комплексе SCAD; среди программ-аналогов выделить наиболее удачные для моделирования этого узла и провести аналогичную операцию
- Установить контрольные параметры эксперимента
- Провести формирование расчётной схемы, смоделировать граничные условия, провести расчёт
- Зафиксировать интересующие данные по каждому расчётному случаю, свести результат в итоговую таблицу

По окончании решения трёх расчётных задач сделать промежуточные выводы.

3.3 Экспериментальная модель и метод исследования

Для решения всех поставленных задач была сформирована расчётная модель, представляющая собой трёхэтажное здание с безбалочными перекрытиями из монолитного железобетона. Базовыми габаритами модели являются шаги колонн в двух взаимоперпендикулярных направлениях. Так, например, для решения расчётной задачи №1 было сформировано 6 моделей с шагами 5 на 5 м, 5 на 6 м, 5 на 7 м, 5 на 8 м, 5 на 9 м, и 5 на 10 м. Эти величины назначались исходя из практики строительства и проектирования подобных конструкций. На этот диапазон, например, указывает А. Прокуратов [17]. В качестве интересующей части расчётной модели выделялось перекрытие над вторым этажом. (выделено на рис 3.1 ниже). Дальнейшая фрагментация расчётной модели проводилась исходя из следующих соображений. В конструируемом здании по обоим направлениям плиты перекрытия находилось по 6 колонн (или 5 пролётом). Как известно из строительной механики, существует понятие пятипролётной схемы, при которой в случае равномерного нагружения неразрезной балки с числом пролётов больше 5, внутренние пролёты, удалённые от краёв балки более чем на 2 пролёта имеют одинаковые эпюры внутренних усилий (изгибающий момент M и поперечную силу Q , подробнее описано в [18]). Применимость этих правил к данной задаче можно объяснить тем, что при использовании в качестве расчётного алгоритма метода заменяющих рам, ригели рам практически образуют многопролётную балку. Поэтому дальнейшая фрагментация осуществлялась путём выделения пятого пролёта в обоих направлениях. В соответствии с симметрией типовых пролётов дальше можно было оставить в рассмотрении только их половины. Все дальнейшие исследования поведения групп внутренних усилий в перекрытии проводились для этого конечного фрагмента.

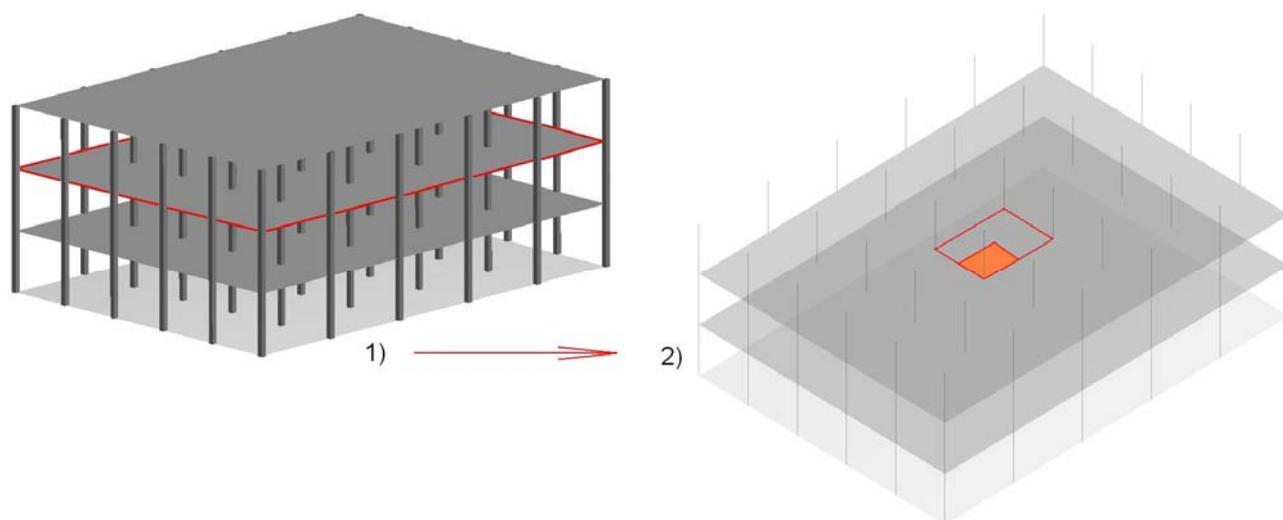


Рис. 3.1 Расчётная модель и её фрагментация. Переход: 1) здание (перекрытие) – 2) плита (исследуемая область)

Построение расчётной схемы осуществлялось с помощью алгоритмов комплекса SCAD Office. Среди особенностей расчётной схемы, помимо прочих, можно выделить:

- Жёсткое закрепление фундаментной плиты
- Отсутствие в конструктивной схеме здания ядер жёсткости
- При исследовании поведения внутренних усилий от геометрических параметров здания отказ от построения нагрузок в форме расчётных сочетаний усилий (введение одной совокупной нагрузки)
- Все задач решались без учёта нелинейности

К прочим можно отнести все пренебрежения и упрощения, присущие МКЭ и алгоритмам программы SCAD, являющиеся одинаковыми для любой подобной задачи.

Инструментом исследования модели являлся метод конечных элементов, реализованный в комплексе SCAD Office. Метод реализует принцип дискретизации расчётной модели. Континуальная модель заменяется дискретной с конечным числом степеней свободы (об этом подробнее – [19]). Процесс формирования расчётной схемы из модели сооружения осуществляется с помощью программного препроцессора ФОРУМ. В результате, представленная на рис. 3.1 модель здания, где конструктивные элементы

(колонны, перекрытия) представлены в виде контурных элементов, трансформируется в расчётную схему, где каждый конструктивный элемент здания разбивается на конечные элементы. Шаг разбиения модели конечными элементами для решения первой из поставленных задач определяется серией предварительных поверочных расчётов и опытом решения подобных задач (например, описано в [20]). Вид расчётной схемы представлен ниже, на рис 3.3.

Общий алгоритм проведения всех исследований является численный эксперимент. При этом для каждой задачи выделяется определённый параметр и, придерживаясь принципа «*ceteris paribus*», проводится исследование его функциональной зависимости от некоего аргумента.

3.4 Теоретическое обоснование модели

Для фиксирования результатов последующих экспериментов требуется ввести в рассмотрение теоретическую модель происходящих процессов. Необходимость в рассмотрении данного вопроса возникла вследствие того, что существующие теоретические предпосылки в нормах (расчёт на продавливание в [21] или [22]) рассчитаны на другие расчётные схемы. Так, например, продавливание в указанных нормах входит в группу расчётов на местное воздействие. И в случае с локальным продавливанием плиты перекрытия колонной о местном воздействии ещё можно говорить, то в нелокальном случае расчётная схема чистого среза уже не соответствует действительности.

3.4.1 Основные допущения

При формировании модели деформирования были сделаны следующие допущения:

- В качестве теоретической основы предлагаемой модели деформирования плиты перекрытия в приопорной зоне принят так называемый консервативный подход. То есть расчёт на поперечные силы и изгибающие моменты проводится отдельно друг от друга;
- При всех соотношениях шагов колонн каркаса, рассмотренных в работе, продольное армирование, которое рассчитывается на восприятие изгибающих моментов, принято одинаковым;
- При учёте нагельного эффекта условно считается, что 50% площади продольного армирования приопорной зоны перекрытия работает на срез и 50% на растяжение. При этом в расчёт вводится только составляющая от работы на срез;
- При учёте работы жёсткой арматуры на срез в качестве характеристики прочности берётся не предел прочности, а предел текучести стали. Потеря несущей способности профиля от действия касательных напряжений;
- Не учитывается работа бетона на срез по образуемой профилем жёсткой арматуры шпонке;
- Не учитывается продольное сцепление жёсткой арматуры с бетоном (как и предыдущее – идёт в запас несущей способности);
- Схема разрушения плиты в соответствии с классификацией В.М. Бондаренко, представленной, например в [23], является характерной для тонкостенных оболочек от доминирующего действия перерезывающих сил;
- Обрушение перекрытия в приопорной зоне происходит по наклонному сечению. Угол наклона, как было неоднократно экспериментально установлено и закреплено в настоящее время в нормах, составляет 45° . В соответствии с допущением поверхность обрушения представляет собой усечённый конус в теле плиты. Габариты конуса берутся по нормам и рекомендациям проектирования капитальных перекрытий. В них, исходя из серий проведённых экспериментов и опыту строительства подобных конструкций, назначается в зависимости от пролётов плиты основание пирамиды, оно носит также название «расчётная ширина капители». По логике СНиПа нижним основанием усечённой пирамиды обрушения бескапительного перекрытия должно стать сечение колонны на стыке с нижней поверхностью плиты. В предлагаемой модели деформирования узла считается, что на приопорном участке концентрация арматуры является достаточной, чтобы компенсировать отсутствие бетона капители. Поэтому фактически в модели речь идёт не о

бескапитальной конструкции, а о перекрытиях со скрытой капителью. В связи с этим понятие о расчётной капители для бескапитальных перекрытий сохраняется. Расчётную капитель можно увидеть на рис. 3.3

3.4.2 Модель деформирования приопорной зоны плиты

В случае нелокального продавливания схема перемещений плиты в приопорной зоне имеет характер, приведённый ниже, на рис. 3.2. По рисунку видно, что вследствие отсутствия жёсткой опорной грани и приложенной по её краю силы, случай напоминает идеализированный срез только наличием опоры в виде колонны. Поэтому необходимо рассмотреть модель восприятия перерезывающих сил в этой области, которая учитывала особенности работы этого узла сооружения.

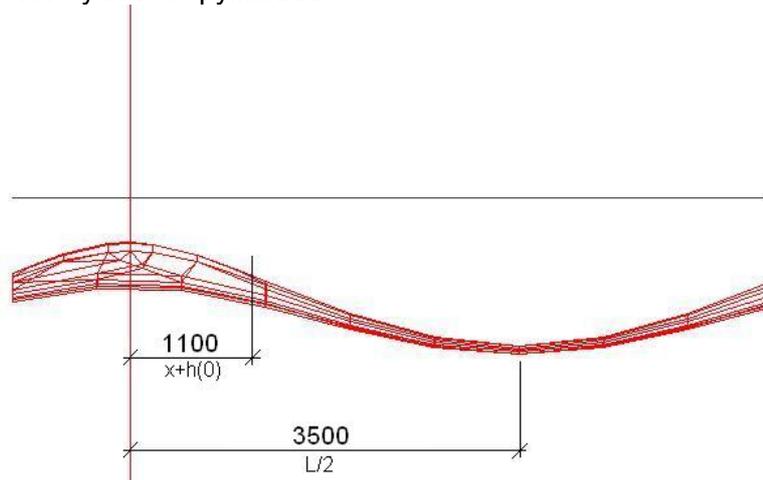


Рис. 3.2 Схема перемещений плиты по вертикальной оси (Z) на приопорном участке плиты

Предлагаемая модель основана на консервативных расчётных методах, которые также лежат в основе действующих норм. Практически предлагаемые расчётные зависимости являются рекомбинацией расчётных положений, приведённых в [21], а также [22] в разделе расчёта прочности на местное воздействие и прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента. В модели рассматривается колонна квадратного сечения.

В качестве основного расчётного условия прочности, как и в СНиП [21], предлагается принять следующее выражение:

$$F \leq F_u \quad (3.1),$$

где: F – расчётная продавливающая сила с коэффициентом надёжности по нагрузке $\gamma_f > 1$ (за вычетом нагрузок, приложенных к верхнему основанию пирамиды продавливания);
 F_u – сила, воспринимаемая конструкцией плиты в зоне примыкания к колонне.

При схеме излома плиты по пирамиде продавливания, грани которой наклонены под углом 45° (см. рис. 3.3) по [23] и [24] составляющие условия (3.1) определяются как:

$$F = (g + v) \cdot [l_1 \cdot l_2 - 4 \cdot (x + h_0) \cdot (y + h_0)] \quad (3.2),$$

где: g – постоянная распределённая нагрузка (собственный вес конструкции);

v – временная распределённая нагрузка;

l_1 и l_2 – размер меньшего и большего пролёта плиты;

x и y – геометрические характеристики приопорной зоны, показанные на рис. 3.3;

h_0 – полезная высота сечения, см. рис. 3.3.

Силу F_u при наличии в пирамиде продавливания дополнительной (поперечной к осям, лежащим в плоскости плиты – X и Y) арматуры принято обозначать F_{uw} и по [24] определяется как:

$$F_{uw} = F_b + 0,8 \cdot F_{sw} \quad (3.3),$$

где: F_b – сила воспринимаемая бетонным сечением приопорной зоны плиты перекрытия;

F_{sw} – сумма всех усилий, воспринимаемых дополнительным армированием, пересекающим боковые грани расчётной пирамиды продавливания.

Коэффициент 0,8 в формуле (3.3) учитывает возможное отклонение принятой расчётной схемы от фактического характера работы элемента (так называемый коэффициент неадекватности расчётной схемы). Остальные элементы этой зависимости принимаю по [21], как:

$$F_b = \alpha \cdot R_{bt} \cdot U_m \cdot h_0 \quad (3.4),$$

где: R_{bt} - расчётное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы, (т/м²);

α - эмпирический коэффициент, принимаемый по СНиП для тяжёлого бетона равным 1,0;

U_m - полусумма периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, возникающей при продавливании в пределах рабочей высоты сечения h_0 , (м).

При этом в соответствии с [21], предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали. Угол наклона боковых граней был установлен экспериментально, на что указывается в [23]. Пирамиду можно увидеть на рис. 3.3.

Усилие F_{sw} во всех нормативных источниках определяется из соотношения:

$$F_{sw} = \sum_i (R_{sw} \cdot A_{sw}) \quad (3.5),$$

где: R_{sw} - расчётное сопротивление поперечной арматуры растяжению на действие поперечной силы (sw – в общем случае по СНиП – принадлежность параметра к поперечному армированию);

A_{sw} - площадь сечения хомутов, расположенных в одной плоскости нормального сечения элемента;

i - вертикальные стержневые элементы конструкции, работающие на растяжение.

В работе в качестве рабочей модели восприятия приопорным участком перерезывающих сил на основании проведённого анализа работы узла, предлагается внести следующие изменения:

- Помимо учитываемой зависимостью (3.5) работы поперечного армирования учесть возможное наличие в узле жёсткой арматуры и её работы на срез. При этом следует уточнить, что отсутствие чистого среза не мешает это сделать, поскольку в предлагаемых конструкциях распределением хоть и делаются попытки увеличить сцепление металлического профиля с бетоном в продольном направлении, успешность таких мероприятий не проверялась и подлежит большому сомнению. В качестве рабочих профилей в этих узлах применяют спаренный тавр или двутавр (~№12). Полки двутавра в готовой конструкции образуют своеобразные шпонки, передающие вертикальные усилия на профиль, а большой градиент перерезывающих сил на приопорном участке позволяет говорить о присутствии в нём деформации сдвига. При этом работу бетона самой шпонки предлагается не учитывать.
- В соотношении (3.5) не учитывается работа на восприятие перерезывающих сил регулярным продольным армированием. Параметры этого армирования подбираются исходя из изгибающих моментов рассматриваемой зоны. Учитывая стандартные параметры сцепления этого армирования с бетоном, предлагается учитывать его как работающим на сдвиг с частичным растяжением. Такая схема следует из анализа перемещений плиты в приопорной зоне (например, см. рис. 3.2). Очевидно присутствие одной из сдвиговых плоскостей - грани колонны. Другую плоскость образует во первых большие градиенты эпюры материалов восприятия перерезывающих сил в рассматриваемой зоне (например, при использовании жёсткой арматуры в узле или в общем случае при наличие направленных распределением), а во вторых схема деформации плиты (по рис. 3.2).

В результате вместо (3.3) предлагаю новую зависимость:

$$F_{uw} = F_b + 0,8 \cdot F_{sw} + 0,8 \cdot \sum_i F_{sh} \quad (3.6),$$

где: F_{sh} - сила, воспринимаемая конструкцией приопорной зоны за счёт сопротивления сдвигу (от жёсткой арматуры и/или регулярного продольного армирования);
 i - элементы конструкции, работающие в модели на срез.

Наибольшей проблемой при рассмотрении такого варианта теоретической модели является определение «нечистоты» среза, то есть сколько процентов из 100% площади продольной арматуры считать работающей на растяжение, а сколько на срез. Поскольку применение изложенной выше теоретической модели является единым для всех проводимых дальше численных экспериментов, то на точность расчётов в относительных единицах то или иное предположение по процентному распределению восприятия сдвига и растяжения влиять не будет. Поэтому, на основании анализа работы продольной арматуры приопорной зоны зададимся следующим распределением: на сопротивление сдвигу будет работать 50% площади арматуры. Это значение входит в диапазон, установленный при проведении множества экспериментов, направленных на исследование нагельного эффекта. Об этом подробнее говорится в [16].

Работа бетона на срез не учитывается. Коэффициент неадекватности расчётной модели при расчёте поперечной арматуры - 0,8, - введён в СНиП [21]. Его оставляем без изменений. При определении R_b за расчётную высоту сечения h_0 берём фактическую величину. Она определяется как толщина плиты перекрытия. Ограничения, накладываемые на соотношение (3.3) в [21] и [24], сохраняю в силе. То есть, как и в модели СНиПа на основании эмпирических данных вводим условие:

$$F \leq F_{sw} \leq 2 \cdot F_b \quad (3.7).$$

И при определении лимитирующего параметра F_b за h_0 принимаю высоту, которая была бы при использовании капитальной схемы.

Привязывая теоретическую модель восприятия поперечных усилий к практическому расчёту узла, следует разделить слагаемые зависимости (3.6) на две части. В первой окажутся - F_b , F_s (сила, воспринимаемая продольной арматурой при работе её на растяжение/сжатие, исходя из вышеуказанного предположения работает 50% сечения продольной арматуры) и одна из составляющих $\sum F_{sh} - F_{sh}^{npod}$, - сопротивление срезу продольной арматуры (от оставшихся 50% площади продольного армирования). Слагаемые этой части для всех расчётных случаев, например в расчётной задаче №1, являются постоянными. Их значения принимаются средними из множества решений во всех расчётных случаях, рассмотренных в данной работе. Так, например, в качестве продольного армирования приопорной зоны для всех случаев берётся верхняя сетка – шаг 100, Ø16 АIII, нижняя шаг 100, Ø12 АIII. Безусловно, для крайних случаев разбиения сетки колонн (5×5 и 5×10 м.) это будет не точное решение задачи армирования на восприятие изгибающих моментов. Данное допущение необходимо сделать для формирования модели с ограниченным числом переменных. Более того, условно будем считать, что такое армирование присутствует во всей приопорной зоне и условно не имеет границы по направлению к соседним колоннам (фоновое армирование узла). Также дело обстоит и с составляющей F_b . Толщина плиты одинаковая во всех расчётных случаях при проведении экспериментов.

Во второй части остаются параметры из которых необходимо «добрать» необходимую несущую способность рассматриваемого узла. К ним относятся: F_{sw} - составляющая от восприятия перерезывающих сил поперечным армированием и остающаяся составляющая $\sum F_{sh} - F_{sh}^{жест}$, - сопротивление срезу жёсткой арматуры.

Из получаемых в ходе эксперимента эпюр поперечных сил будут автоматически исключаться постоянные части эпюры материалов. Установка распределительных систем, как дополнительного усиления, фактически будет носить характер компенсации способности конструкции воспринимать большие поперечные силы в рассматриваемой зоне.

В соответствие с алгоритмом, изложенном в [23], F_b определяем как для случая сдвига по наклонному сечению от доминирующего действия поперечной силы. В этом случае вследствие неупругих свойств бетона касательные напряжения распределяются равномерно по сечению, наклонная трещина раскрывается примерно одинаково по всей своей длине. При разрушении происходит взаимное смещение частей элемента по вертикали. Расчёт ведётся по формуле (3.4).

В случае бескапительного перекрытия габариты пирамиды продавливания для этого расчёта определяем как в капитальном, по рекомендациям [23].

Величина F_{sw} определяется по формуле (3.5). При этом соблюдаем рекомендации [21] о том, что поперечная расчётное сопротивление арматуры растяжению берётся по классу АI (175 МПа) и что при должно соблюдаться условие (3.7).

Усилие F_{sh} в нашем случае конкретизируется так:

$$F_{sh} = F_{sh}^{жестк} + F_{sh}^{прод} = R_y^{прокат} \cdot A^{прокат} + 0,5 \cdot R_{sh}^{AIII} \cdot (A^{ВП} + A^{НП}) \quad (3.8),$$

где: R_{sh}^{AIII} - сопротивление срезу продольного армирования припорной зоны;

$R_y^{прокат}$ - предел текучести стали жёсткой арматуры;

$A^{прокат}$ - площадь прокатного профиля жёсткой арматуры;

$A^{ВП}$ и $A^{НП}$ - площадь верхнего и нижнего пояса продольного армирования;

Собирая воедино все расписанные слагаемые зависимости (3.6), получим:

$$F_{uw} = \varphi \cdot R_{bt} \cdot U_m \cdot h_0 + 0,8 \cdot \sum_i (R_{sw} \cdot A_{sw}) + 0,8 \cdot [R_y^{прокат} \cdot A^{прокат} + 0,5 \cdot R_{sh}^{AIII} \cdot (A^{ВП} + A^{НП})] \quad (3.9).$$

Подсчёт составляющих формулы (3.9) будет вестись по фактическим величинам, а не на погонный на метр ширины.

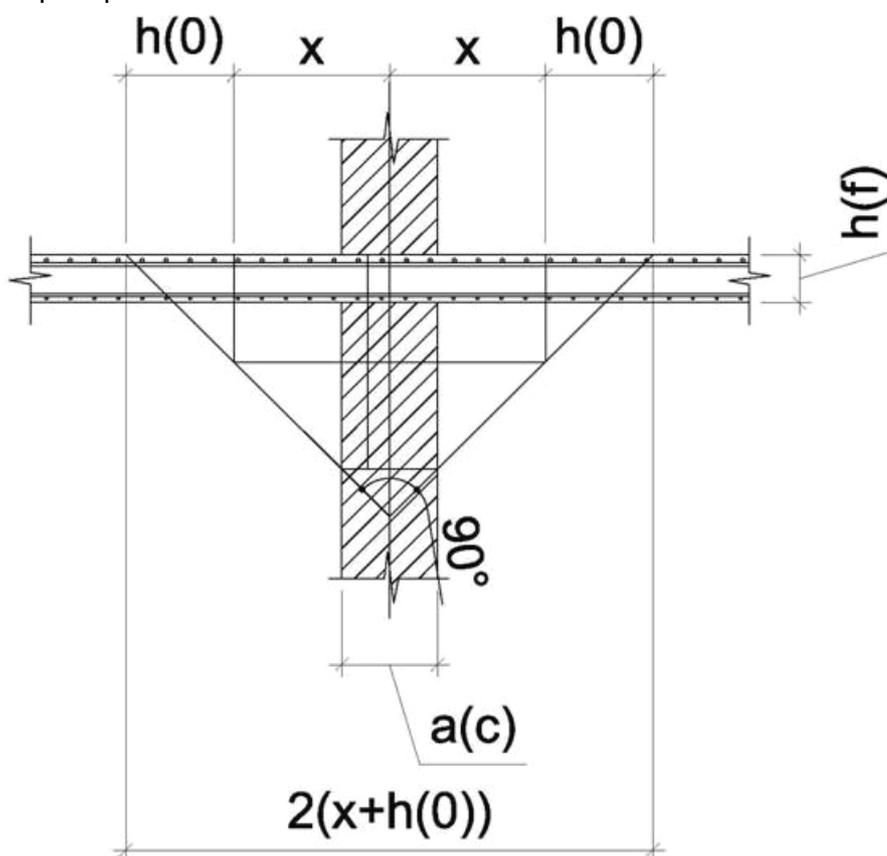


Рис. 3.3 Расчётная капитель. Виден также расчётный конус обрушения взятый по [21] для капительных перекрытий

3.4.3 Постоянная составляющая эпюры материалов

По условиям проводимых экспериментов были заданы следующие фиксированные параметры рассматриваемого узла:

- Габариты плиты и колон, прочностные характеристики указаны в п.3.5.1
- По предварительным расчётом для всей припорной зоны назначено следующее продольное армирование. Верхний пояс – сетка, шаг 100, Ø16 AIII; нижний пояс – сетка, шаг 100, Ø12 AIII
- Расчётная ширина капители принимается как $0,3 \cdot l$. При этом по [21] и [23] не рекомендуется принимать её меньше, чем $(0,18 - 0,20) \cdot l$. По предварительным

расчётам, для первой расчётной задачи принимаем расчётную капитель размером 1800×1800 мм. Таким образом, ни одна из рекомендаций не будет нарушена. Схему описанного узла можно увидеть выше, на рис. 3.3

По имеющимся данным рассчитаем постоянную часть формулы (3.9). Получим:

$$F_{uw}^{const} = \varphi \cdot R_{bt} \cdot U_m \cdot h_0 + 0,5 \cdot R_{sh}^{AIII} \cdot (A^{BII} + A^{HII}) \quad (3.10),$$

$$F_{uw}^{const} = 1 \cdot 91,75 \cdot 1,6 \cdot 0,19 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 1376,15 \cdot (0,0032176 + 0,0018096) =$$

$$= 27,89 + 2,77 = 30,66 \quad (\tau).$$

Вычислим лимитирующие параметры по формуле (3.7):

$$F_{sw} \leq 2 \cdot 27,89 = 55,78 \quad (\tau).$$

То есть компенсация перерезывающих сил узла поперечной арматурой возможна до значения $F_{sw} = 55,78 (\tau)$.

Для построения эпюр в следующем пункте необходимо перевести постоянную часть формулы (3.10) в т/м. Подставляя значения, взятые по рис. 3.3, получим:

$$F_{uw}^{const} = \frac{30,66}{1,8} \cdot 0,4 = 6,82 \quad (\text{т/м}).$$

3.5 Определение зависимости напряжённого состояния от геометрии плиты (расчетная задача №1)

Цель решения задачи заключается в поиске функциональной зависимости одного из параметров внутренних усилий плиты (перерезывающая сила Q) перекрытия от её базового соотношения геометрических параметров (отношение шагов колонн). Конечным

результатом эксперимента должна быть зависимость $\alpha = f\left(\frac{H}{B}\right)$, где α – параметр,

характеризующий форму эпюры поперечных сил в приопорной зоне колонны, а H и B – шаги колонн. Последовательность решения описана в п.3.2.

3.5.1 Исходные данные

В расчётной задаче №1 используется универсальная модель здания, описанная в п. 3.3. Путём проведения предварительных расчётов в качестве рабочего шага сетки триангуляции конечных элементов было выбрано значение 0,768 м. Такое неровное значение объясняется сопоставлением с последующими экспериментами – см. п. 3.6. Для проведения численного эксперимента было сформировано 6 расчётных схем с идентичными граничными условиями. Общими для всех схем являлись параметры:

- Тип схемы - система общего вида;
- Шаг сетки разбиения на конечные элементы контурного элемента (плиты перекрытия) – 0,768 м;
- Шаг разбиения контура плиты – 0,6 м;
- Площадь исследуемого контурного элемента – 625 м²;
- Автоматическое моделирование узла примыкания колонны и перекрытия (формирование переходной группы элементов, представленных на рис.1 прил. 2). В данной задаче поиск наиболее точного решения стыка не являлся целью, использовалось стандартное решение, предлагаемое разработчиками SCAD. Оценка данному решению даётся в п. 3.6;
- Минимальная площадь обрабатываемого элемента – 0,01 м²;
- Внешние связи – закрепление всех связей в узлах колонн первого этажа;
- Нагрузки – в целях упрощения расчётные сочетания усилий не формируются, две нагрузки – собственный вес и полезная (500 кг/м²) в совокупности составляют одно загрузение;
- Жёсткостные характеристики элементов – перекрытие из бетонной смеси В 20 (модуль упругости $E = 2,75 \cdot 10^6 \text{ т/м}^2$) толщиной 0,2 м.; колонны из В 25 ($E = 3,06 \cdot 10^6 \text{ т/м}^2$) сечением 0,4×0,4 м., длиной 4,7 м. Коэффициент Пуассона $\mu = 0,2$; объёмный вес – стандартный – 2,5 т/м².

Описание нетиповых параметров схем сведём в таблицу 3.1:

Таблица 3.1 Расчётные схемы первого численного эксперимента

№	H, м	B, м	H/B	S конечного	Кол-во	Кол-во	Число
---	------	------	-----	-------------	--------	--------	-------

схемы				фрагмента, м ²	узлов в расч. схеме	эл-ов в расч. схеме	неизв.
1	5	5	1,0	6,25	4656	5714	27720
2	6	5	1,2	7,50	5125	6166	30534
3	7	5	1,4	8,75	5651	6663	33690
4	8	5	1,6	10,0	6141	7150	36630
5	9	5	1,8	11,25	6635	7621	39594
6	10	5	2,0	12,50	7115	8091	42472

Ниже, на рис. 3.3 представлен вид одной из исследуемых моделей с шагом колонн 5×7 метров. Как видно шаг разбиения исследуемой плиты меньше аналогичного показателя для других плит. Это сделано для того, чтобы сократить число элементов расчётной схеме. Также это влечёт расширение возможностей по дальнейшему сгущению сетки в других расчётных задачах. На второй части рисунка представлена модель стыка колонны и перекрытия, используемая в данной расчётной задаче и используемая во всех задачах система координат.

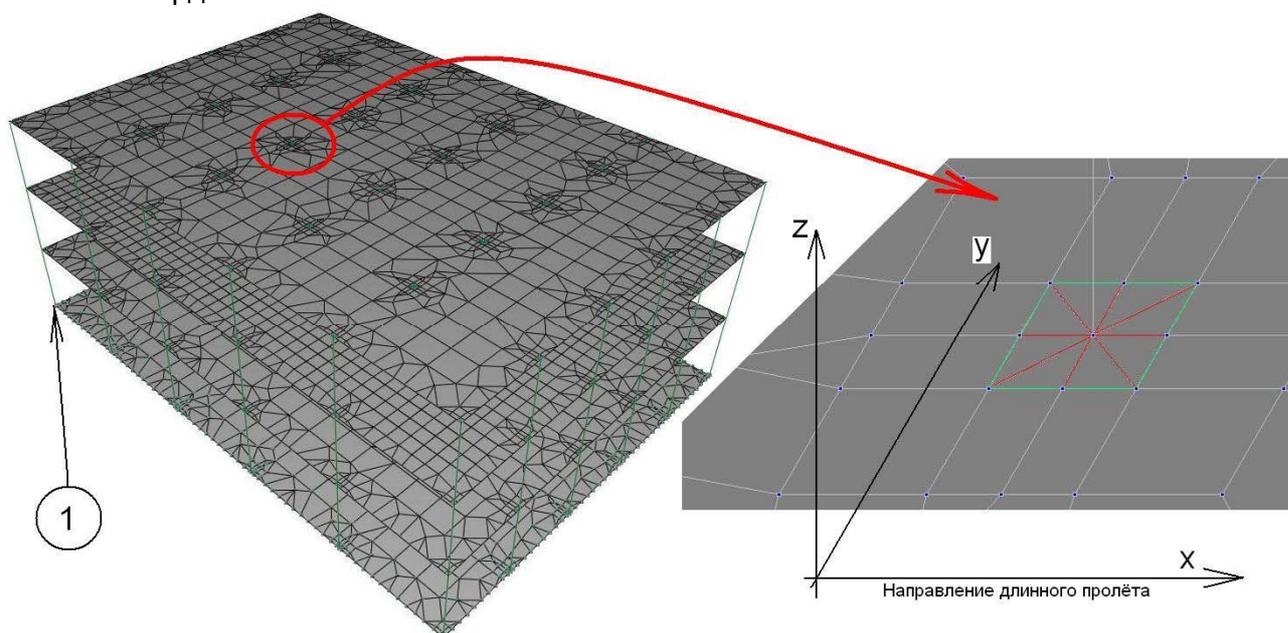


Рис. 3.3 Вид расчётной схемы здания и фрагментация припорного участка

Справа показаны только направления осей в плите при выполнении всех расчётов. Начало координат находилось в основании колонны 1 этажа, на рис. 3.3. обозначено как «1». Направление оси «X» всегда совпадало с направлением большего шага колонн. На правой части рисунка красным цветом показаны стержни переходной группы элементов, зелёным – автоматически образованный контур колонны (400×400 мм.).

Решение расчётной задачи №1 осуществляется в соответствии с задачами, обозначенными в п. 3.2. Алгоритм решения задачи отследим подробнее, взяв в качестве примера один из расчётных случаев, - шаг колонн 5×7 м. (в табл. 3.1 – схема №3).

Расчётная схема формируется на основании положений, указанных в этом пункте выше. Прикладывается нагрузки и формируется одно нагружение.

Далее выделяется интересующая нас область плиты перекрытия над вторым этажом (указана на рис. 3.1). Из неё для дальнейшего удобства формируется группа узлов. Задаётся первоначальное единое направление выдачи усилий для пластин, совпадающее с направлением оси X в указанной системе координат.

Затем выполняется первый полный расчёт с применением стандартных установок параметров расчёта. По завершению расчёта проводится анализ распределения перерезывающей силы от координаты $Q(x)$. По указанному направлению выдачи усилий строится эпюра $Q = f(x)$. При непопадании центров элементов на ось построения эпюры в соответствии с [19] применяется линейная интерполяция. График и изополя распределения поперечных сил в припорной четверти фиксируются в приложении 2.

После этого, возвратившись обратно в задание исходных данных меняем для отмеченной группы элементов направление выдачи усилий. Оно образуется вектором, соединяющим центр колонны и точку, удалённую от центра колонны на половину пролёта в направлении оси X и на четверть пролёта в направлении Y. Далее проводится та же операция по построению эпюры $Q = f(x)$.

Поменяв ещё три раза направление усилий и пересчитав три раза расчётную схему, получим в общей сложности пять расчётных графиков $Q = f(x)$. Они представлены в приложении 2.

Теперь можно построить базовую трёхмерную эпюру $Q = f(x)$, которая фактически строится в полярных координатах и может быть записана как $Q = f(r, \varphi)$ (представлена на рис. 11 прил.2). Если на эту эпюру теперь нанести плоскость от постоянной восприятия поперечных сил, рассчитанной в конце п.3.4.2, то получим некомпенсированную эпюру поперечных сил припорной зоны плиты перекрытия (её можно увидеть на рис. 14 прил. 2). Из этой эпюры можно взять соотношение её главных габаритов (по осям x и y в указанной системе координат). Взяв отношение шагов колонн, получим одну из точек, необходимых для построения искомого графика $\alpha = f\left(\frac{H}{B}\right)$. Параметр α является относительным параметром характеристики геометрической формы некомпенсированной эпюры поперечных сил. Фактически он равен отношению большой и малой главной оси пятна эпюры.

На самом деле, для каждой точки будет достаточно всего двух эпюр $Q = f(r, \varphi)$, - при $\varphi = 0$ и $\varphi = \pi/2$ (если нулевой угол совпадает с глобальной осью X). Условно, при расчётах эти два направления носят названия: №0 и №4 (изображены на графиках приложения 2).

Помимо описанной кривой построим также зависимости отношений максимальных и минимальных положительных (нулевое значение) поперечных сил от отношения шагов колонн. Все построения проводятся по графикам на рис. 12-17 прил. 2. Ниже на рис. 3.4 представлен один из полученных графиков - для направления под углом 45° к оси X.

Шаг 5=7. Эпюра Q(x). Направление "2"

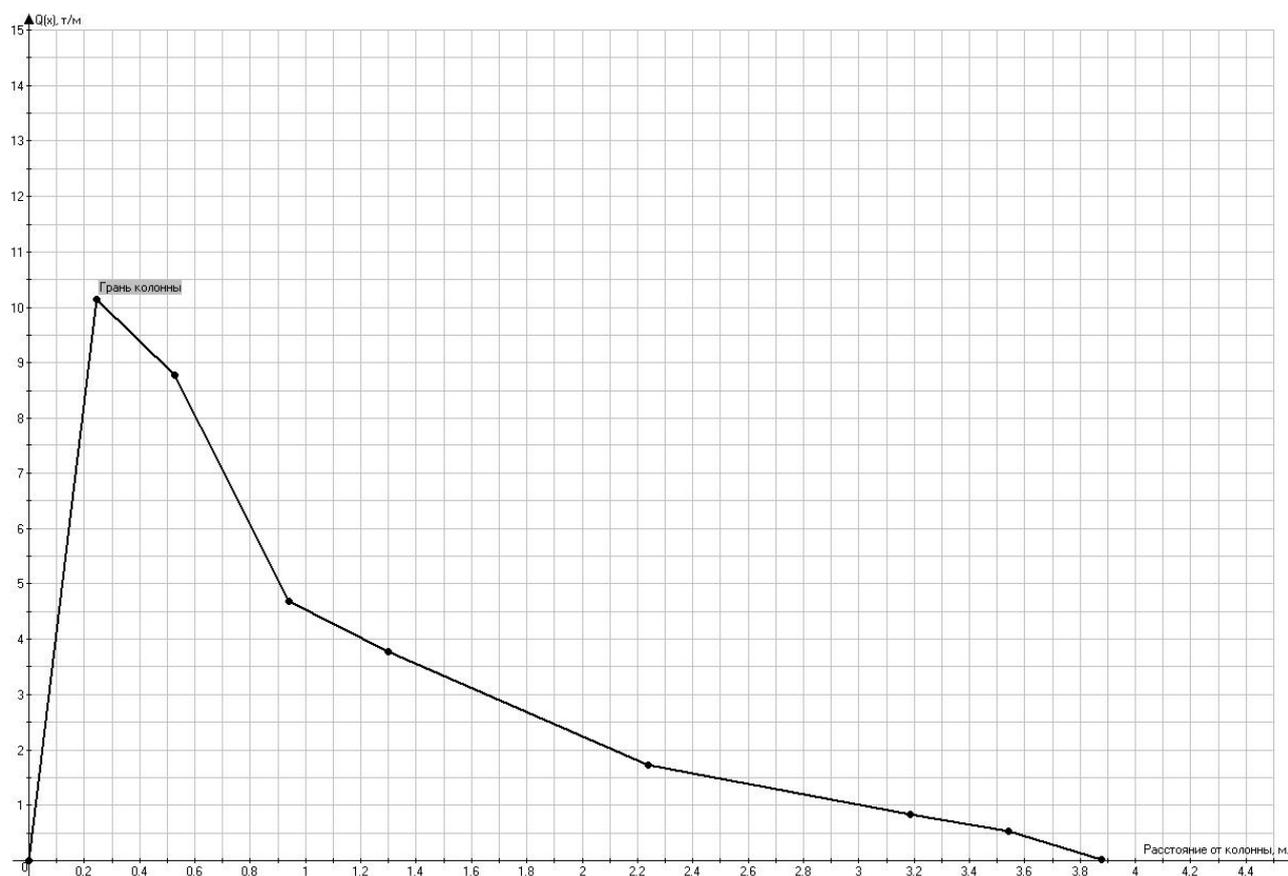


Рис. 3.4 Эпюра поперечных сил в направлении $\varphi = 45^0$

3.5.2 Результаты расчётов

Продельвая описанную операцию, получим представленную ниже основную расчётную таблицу. Серым цветом в ней выделены функции (α) и аргументы (H/B)

искомой зависимости $\alpha = f\left(\frac{H}{B}\right)$.

Таблица 3.2 Зависимость $\alpha = f\left(\frac{H}{B}\right)$

№ схемы	H, м.	B, м.	H/B	q(h), т/м	q(b), т/м	α
1	5	5	1,0	0,388	0,387	~1,0
2	6	5	1,2	0,639	0,540	1,183
3	7	5	1,4	0,828	0,702	1,179
4	8	5	1,6	0,902	0,828	1,087
5	9	5	1,8	1,134	0,905	1,260
6	10	5	2,0	1,320	1,034	1,277

По данным таблицы 3.2 строим первый график на рис. 3.5, представлены ниже.

Далее, по тому же алгоритму, вычисляем описанные отношения для двух других случаев, для Q_{\max} и Q_{\min} . Здесь в качестве расчётных параметров эпюр перерезывающих сил берутся минимальные и максимальные значения эпюры на половине рассматриваемого пролёта. Результаты измерений и расчётов сведём в таблицы 3.3 и 3.4.

Таблица 3.3 Зависимость $\alpha_{\max} = f\left(\frac{H}{B}\right)$

№ схемы	H, м.	B, м.	H/B	q(h max), т/м	q(b max), т/м	α_{\max}
1	5	5	1,0	8,010	8,0	~1,0
2	6	5	1,2	9,750	9,302	1,048
3	7	5	1,4	11,440	10,523	1,087
4	8	5	1,6	13,611	11,801	1,123
5	9	5	1,8	15,271	13,160	1,160
6	10	5	2,0	17,421	14,100	1,235

Таблица 3.4 Зависимость $\alpha_{\min} = f\left(\frac{H}{B}\right)$

№ схемы	H, м.	B, м.	H/B	q(h min), т/м	q(b min), т/м	α_{\min}
1	5	5	1,0	2,520	2,520	1,0
2	6	5	1,2	3,040	2,481	1,226
3	7	5	1,4	3,535	2,485	1,423
4	8	5	1,6	4,023	2,500	1,609
5	9	5	1,8	4,470	2,461	1,817
6	10	5	2,0	4,960	2,468	2,012

Во всех таблицах использованы обозначения:

H и B – шаги колонн (соответственно большее и меньшее значение);

q(h) – значение удельной поперечной силы в характерной точке в направлении большего шага колонн;

q(b) – значение удельной поперечной силы в характерной точке в направлении меньшего шага колонн;

По двум дополнительным расчётным таблицам строим графики на рис.5.

Зависимость отношения Q по (x) и (y) на разных участках припорной зоны от отношения шагов колонн

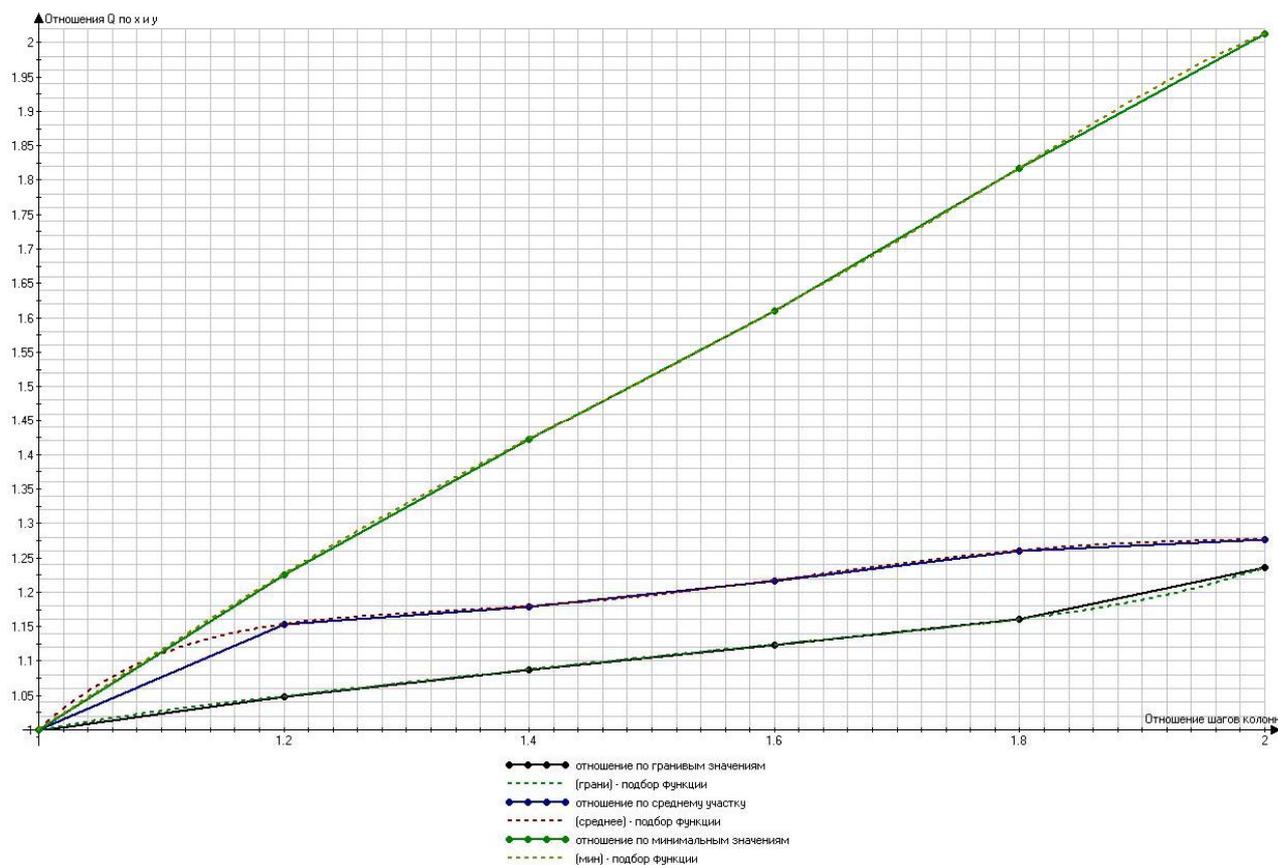


Рис. 3.5 Графики расчётной задачи №1

Небольшое количество точек для каждой из зависимостей объясняется шагом изменения параметра H/B для каркаса здания. Изменение принято равным 1 м. Как видно из графиков, зависимости имеют характер, близкий к линейному, поэтому большее количество точек скажется на точности определения зависимости незначительно.

Для каждого из построенных графиков зависимостей проводим регрессионный анализ, используя в качестве операционного метода наименьших квадратов. В результате от дискретных зависимостей перейдём к непрерывным, то есть получим уравнения трёх экспериментальных зависимостей. Каждая из них представляет собой полином пятой степени. И для зависимости на рис. 3.5 «отношение по граневым значениям» (нижний график) получим следующее уравнение:

$$\text{При } \frac{H}{B} = \beta,$$

$$\alpha(\beta) = 1,0277 \cdot x^5 - 7,3288 \cdot x^4 + 20,8134 \cdot x^3 - 29,4555 \cdot x^2 + 20,9829 \cdot x - 5,0409$$

Графики полученных уравнений отобразим также на рис. 3.5 (пунктир).

Представленный полином получен для всего диапазона аргумента функций, изображённых на рис. 3.5. Рассматривая средние случаи, при значении аргумента от 1,2 до 1,8 зависимость можно легко упростить до линейной.

3.5.3 Анализ полученных результатов

Основным результатом решения расчётной задачи №1 стали зависимости, графики которых изображены на рис. 3.5. Полученные уравнения изображённых зависимостей также являются важными результатами, поскольку с их помощью можно переходить от дискретности в отношении отношения шагов к непрерывности и практически находить параметр α для любого аргумента.

Как видно из построенных графиков, закон изменения функции от аргумента близок к линейному, несмотря на то, что при регрессионном анализе были получены для этих ломанных полиномы пятой степени. Наиболее предсказуемым результатом является график

«отношения по минимальным значениям». Практически при снятии данных с расчетной модели для построения этого графика проверялось следующее известное теоретическое утверждение: в пятипролётной схеме для средних пролётов соблюдается симметрия эпюр изгибающих моментов. Соответственно нулевая точка эпюры перерезывающих сил лежит в середине пролёта (по [18]). При построении графика было установлено, что приращение параметра β (аргумент) на каждом шаге практически полностью соответствует приращению параметра α (функция на графиках рис. 3.4).

Результат построения двух других графиков оказались менее предсказуемыми. Главный вывод, который можно сделать это то, что «вытягивание» некомпенсированного поля поперечных сил приопорной зоны перекрытия отстаёт от темпа увеличения отношения шагов колонн. Причём, чем дальше лимитирующим параметром мы отходим по эпюре от грани колонны, тем темпы увеличения становятся ближе друг к другу. Это хорошо видно по графику. Нижний и верхний график – это предельные случаи (минимум и максимум приопорной зоны). Средний – как раз случай учёта частичной компенсации эпюры за счёт учёта постоянных составляющих эпюры поперечных сил, рассчитанных в п. 3.4.2. Практически такая ситуация означает, что в случае подбора распределительной системы по максимальным перерезывающим силам приопорной зоны удельное сопротивление системы по главным осям растёт медленнее, чем увеличение разницы шагов колонн по этим же направлениям. Это необходимо учитывать при расчёте и конструировании таких элементов во избежание переармирования. Также косвенно это означает, что при прочих равных условиях перекрытия с более неравномерным шагом колонн во взаимоперпендикулярных направлениях являются с точки зрения приопорного армирования более экономическими выгодными конструкциями. Нарастание площади некомпенсированной части эпюры идёт медленнее, чем возрастает площадь плиты на рассматриваемом интервале шагов колонн. И степень влияния этого свойства возрастает при уменьшении в процентном отношении доли постоянной восприятия от максимальной поперечной силы приопорной зоны.

При проведении экспериментов был введён ряд допущений. Основное из них заключается в предположении равенности погрешности определения поперечных сил в расчётных моделях при различных шагах колонн. Проблема точности определения поперечных сил при использовании хорошо формализуемого метода перемещений хорошо известна [19], [20]. Главное, что мешает использовать в инженерной практике данные расчета поперечных сил – отсутствие каких либо явных закономерностей изменении погрешности от одного расчётного случая к другому. Тем самым данные проведённого эксперимента могли бы быть поставлены под сомнение. Однако, при формировании моделей особо прослеживалось их сходство по ряду признаков: от самых простых – геометрии плит, нагрузок, типа схемы, типа элементов и т.п. до таких как контроль присутствия треугольных элементов (точность определения поперечных сил в которых значительно ниже, чем в прямоугольных) [20]. То есть некая погрешность присутствовала во всех рассмотренных случаях. Но соблюдение всех указанных признаков при построении моделей позволяет утверждать, что она оставалась постоянной. А так как в расчётной задаче использовались только относительные величины (отношения сил и размеров), то эта составляющая просто сокращалась.

При работе с графиками, отображающими зависимость $Q = f(x, y)$, также было сделано интересное наблюдение. По виду графиков (они приведены в прил. 2) была выявлена следующая закономерность. С точки зрения ожидаемого вида кривой участки около максимумов (минимума – середина пролёта; и максимума – грань колонны), имели во всех экспериментальных случаях намного более стабильный вид, чем участок средней трети графика. В этой зоне практически всегда наблюдались скачки, сильно выбивающиеся из общей тенденции изменения. Причём эти отклонения на ряде рассмотренных случаев носили случайный характер. Был сделан вывод, что дальнейшей оценке точности могут быть подвержены только точки в крайних третях рассматриваемых участков, например, граничное значение силы. Оценке точности эпюр в одной из этих точек и будет посвящена вторая расчётная задача.

В целом можно говорить о непригодности какого-либо анализа средней трети графиков $Q = f(x, y)$. Также абсолютно непригодны эти зоны и при решении практических инженерных задач. То есть можно было бы в качестве расчётной силы для любой распресистемы рекомендовать максимальное значение на грани и не учитывать изменение поперечной силы от грани до края зоны некомпенсированной эпюры поперечной силы.

Для закрепления полученного результата необходимо проверить точность определения максимальной силы на грани опоры и оценить степень влияния сопряжения разноразмерных элементов на получаемую картину напряжённо-деформированного состояния приопорного участка плиты. Это будет сделано в расчётной задаче №2.

3.6 Оценка точности определения поперечных сил (расчетная задача №2)

В данном пункте будет проведена оценка точности результатов, полученных в п. 3.5. Для решения этой задачи будет использован усложнённый алгоритм метода Шварцмана. Дополнительно будет дана оценка влияния сопряжения в основной расчетной модели разноразмерных конечных элементов – стержней и плит.

3.6.1 Исходные данные

Расчётная задача №2 делится на две составляющие – основную и дополнительную. В этом пункте речь идёт об основной задаче. Она заключается в оценке погрешности метода конечных элементов при определении зависимости распределения перерезывающих сил приопорной зоны монолитного безребристого бескапитального перекрытия. На основе проведённого в предыдущем пункте анализа за характерный параметр оценки точности зависимостей можно было бы взять: расстояние от колонны до точки, в которой значение поперечной силы равно нулю или максимальное значение поперечной силы на рассматриваемом участке – значение по грани колонны. В первом случае точное теоретическое решение заранее было бы известно (половина пролёта, об этом говорилось выше, также см. [18]). Решение такой задачи с точки зрения оценки точности результатов численного эксперимента имеет меньший приоритет. Поэтому в качестве оцениваемого параметра выбирается одно из граничных значений поперечной силы, например по направлению большего пролёта.

Основные задачи численного эксперимента, проводимого в данном пункте указаны в п.3.2. По серии решений расчётной задачи № 1 была установлено, что для проводимого эксперимента будет пригоден каркас с любым соотношением шагов колонн из рассмотренных в первой задаче. Это видно из анализа полученных графиков. Вероятность возникновения случайных скачков в крайних третях графиков сохранялась низкой для всех расчётных случаев. Поэтому, в качестве расчётного для задачи №2 был взят случай из середины ряда шагов колонн - 5×7 м., т.к. он наиболее полно представляет реальную ситуацию проектирования отсутствием крайностей в отношении параметра шагов колонн (в отличие от 5×5 или 5×10 м.).

В соответствии с алгоритмом метода Шварцмана были выбран шаг разбиения сетки триангуляции и количество расчётных случаев. Последний параметр ограничивался возможностями программы. Также, известно, что при слишком густой сетке разбиения решение задачи теряет устойчивость, что в конечном итоге ведёт лишь к нарастанию погрешности (по [20] и [19]). Верхняя граница возможного размера элемента ограничивается по рекомендациям [20] и по опыту расчёта подобных конструкций. Установлено, что в нашем случае не следует плиту не следует разбивать сеткой конечных элементов с шагом более 1,5 метров. Экспериментально была установлена и целесообразная нижняя граница размерности конечного элемента сетки триангуляции – около 0,35 – 0,40 м. Для того, чтобы в интервал от 1,5 до 0,4 м. поместить не менее семи расчётных случаев, а именно такое количество необходимо для проведения м. Шварцмана с получением достоверных результатов, необходимо применить усложнённый алгоритм оценки точности решения. В стандартном варианте м. Шварцмана переход шаг разбиения уменьшается в каждом расчётном случае в одно и то же число раз, причём это число целое. В данной работе, чтобы увеличить число расчётных случаев кратность уменьшения шага будет числом не целым, хоть и постоянным. По серии предварительных расчётов было установлено, что она составит величину 1,25. То есть за первым значением 1,5 м. будет следовать 1,2 м. и т.д. Таким образом, получим семь расчётных случаев с последним значением величины разбиения сетки триангуляции равным 0,393216 м.

После того, как были установлены основные параметры метода необходимо выбрать во всём множестве точек рассматриваемой приопорной зоны перекрытия ту, по значениям которой будет оцениваться точность решения задачи. Как уже говорилось, при рассмотрении эпюр поперечной силы по направлениям шагов колонн наиболее стабильные

результаты наблюдались в крайних третях половин пролётов. По уже высказанным соображениям выбираем первую приопорную треть. И в качестве параметра оценки точности определения поперечных сил берём граневую силу по направлению оси разбиения колонн в большем направлении. Безусловно, для полной оценки необходимо проводить данную операцию для большего количества точек. В результате получим характеристику погрешности всей исследуемой зависимости. В данной работе такая задача не ставилась.

Также, как и в расчётной задаче №1 во второй задаче используется универсальная модель здания, описанная в п. 3.3. Плита перекрытия над вторым этажом разбивается установленными шагами сетки триангуляции. Разбиение остальных контурных элементов проводится с шагом 1 м. Для проведения численного эксперимента было сформировано 7 расчётных схем с идентичными граничными условиями. Общими для всех схем являлись параметры:

- Тип схемы - система общего вида
- Площадь исследуемого контурного элемента – 625 м²
- Шаги колонн 5×7 м.
- Автоматическое моделирование узла примыкания колонны и перекрытия (формирование переходной группы элементов, представленных на рис.1 прил. 2).
- Фрагментируемый участок: по положительным направлениям осей x и y – верхняя правая четверть ; точка снятия значения исследуемого параметра: по грани колонны, точка указана на рис. 3.5
- Минимальная площадь обрабатываемого элемента – 0,01 м²
- Внешние связи – закрепление всех связей в узлах колонн первого этажа
- Нагрузки – в целях упрощения РСУ не формируются, две нагрузки – собственный вес и полезная (500 кг/м²)
- Жёсткостные характеристики элементов – перекрытие из бетона В 20 (модуль упругости $E = 2,75 \cdot 10^6$ т/м²) толщиной 0,2 м.; колонны из бетона В 25 ($E = 3,06 \cdot 10^6$ т/м²) сечением 0,4×0,4 м., длиной 4,7 м. Коэффициент Пуассона $\mu = 0,2$; объёмный вес – стандартный – 2,5 т/м³.

Описание нетиповых параметров всех расчётных случаев сведём в таблицу 3.5

Таблица 3.5 Расчётные схемы первого численного эксперимента

№ схемы	Шаг разбиения плиты, м.	Шаг разбиения контура, м.	Кол-во узлов в расч. схеме	Кол-во эл-ов в расч. схеме	Число неизв.
1	1,5	1,2	4503	5623	26802
2	1,2	1,0	4688	5802	27912
3	0,96	0,8	5046	6123	30060
4	0,768	0,6	5648	6663	33672
5	0,6144	0,5	6514	7490	38868
6	0,49152	0,4	7912	8868	47256
7	0,393216	0,3	10296	11151	61560

Ниже, на рис. 3.3 представлен вид сетки конечных элементов в одном из расчётных случаев. Изображена фрагментируемая четверть плиты; контур колонны закрашен оранжевым цветом; в центре жёлтого круга находится точка в которой снимались значения поперечной силы при проведении эксперимента. Координаты этой точки остаются неизменными во всех расчётных случаях. То есть при изменении шага разбиения сетки конечных элементов такая точка остаётся на месте и удаётся избежать дополнительных погрешностей, возникающих при интерполяции. Именно поэтому такие точки удобны для анализа проводимого по алгоритму Шварцмана. Хотя в принципе любая точка рассматриваемого фрагмента плиты может быть контрольной.

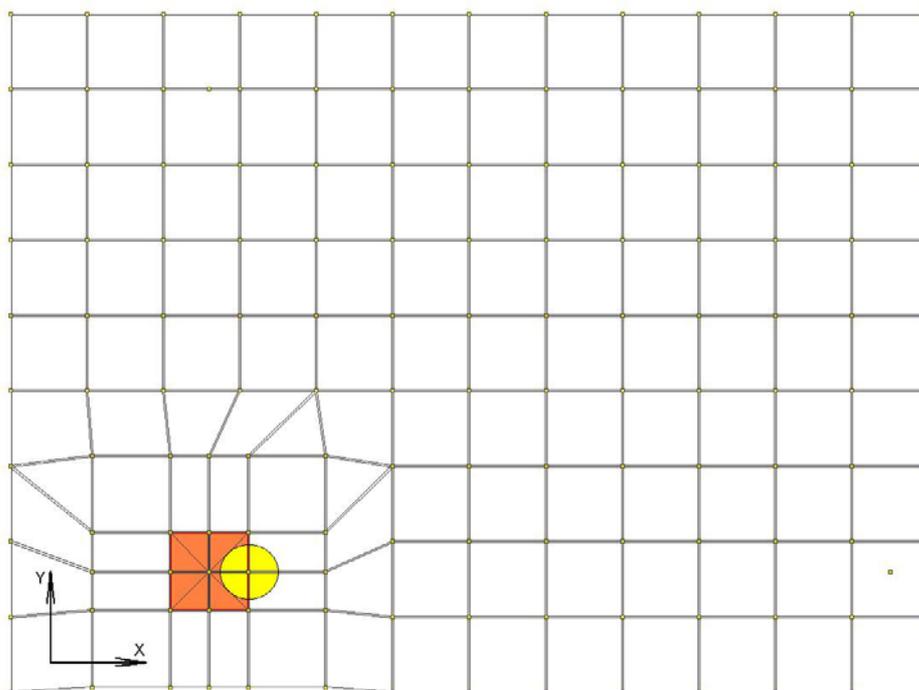


Рис. 3.5 Вид сетки конечных элементов при разбиении плиты перекрытия над 2 этажом шагом 0,393216 м.

После построения по указанным параметрам всех расчётных схем определение значения контрольного параметра проходило по одному и тому же алгоритму. После проведения линейного расчёта в программе SCAD, при анализе результатов выяснялось значение поперечной силы в рассматриваемом узле (точке). Для этого сначала строились графики, вид которых представлен в прил. 3 на рис. 1 и 2. Затем по таблицам выходных данных SCADA значение в узле уточнялось и заносилось в расчётную таблицу. В результате чего получался ряд значений для последующей обработки по методу Шварцмана, представленный в табл. 3.6

Таблица 3.6 Данные численных экспериментов расчётной задачи №2

Расч. случай	1	2	3	4	5	6	7
Q_x , т/м	12,1065	11,9679	11,8569	11,7603	11,6679	11,5826	11,5034

Алгоритм получения оценки точности решения по методу Шварцмана состоит из следующих действий:

- Полученные значения численного эксперимента записываются в числовой ряд, каждому из них присваивается обозначение: $z_n; z_{n+1}; z_{n+2}$ и т.д.
- Определяем параметр k , характеризующий точность метода, по которому были получены данные. Для случая с уменьшением шага разбиения сетки λ в постоянное, но нецелое число раз этот параметр находится по формулам 3.11 и 3.12:

$$\omega_n = \frac{\ln D_n}{\ln \lambda} \quad (3.11),$$

где: ω - эффективные порядок сходимости;
параметр D_n вычисляется по формуле (3.13):

$$D_n = \frac{z_{n+1} - z_n}{z_{n+2} - z_{n+1}} \quad (3.12).$$

- По зависимости (3.14):

$$T_n = z_{n+2} + \frac{z_{n+2} - z_{n+1}}{\lambda^k - 1} \quad (3.13)$$

находим обобщённое решение формулы Ричардсона (см. [25], стр. 51-55) на случай геометрически подобных сеток (наш случай входит в этот раздел метода).

- По выражению (3.15):

$$B_n = z_{n+2} + \frac{z_{n+2} - z_{n+1}}{\lambda^\omega} - 1 \quad (3.14)$$

находим обобщённое решение формулы Эйткина (см. [25], стр. 51-55) на случай геометрически подобных сеток.

- По доказанной в [26] теореме о том, что если ω_n монотонно сходится к k , то зависимости (3.13) и (3.14) дают двусторонние оценки точного решения:

$$\min(T_n, B_n) \leq z_T \leq \max(T_n, B_n) \quad (3.15),$$

то есть приближённое решение будет равно:

$$S_n = \frac{(T_n + B_n)}{2} \quad (3.16).$$

- Абсолютную погрешность решения вычислим по зависимости (3.18):

$$e_n = \frac{(T_n - B_n)}{2} \quad (3.18).$$

- И, наконец, относительную погрешность шага n вычисляем по выражению (3.19):

$$\delta_n = \left| \frac{z_T - z_n}{z_T} \right| \quad (3.19),$$

Причём, если введём обозначения:

$$\Delta T_n = \frac{z_{n+2} - z_{n+1}}{\lambda^k - 1} \quad (3.20),$$

$$\Delta B_n = \frac{z_{n+2} - z_{n+1}}{\lambda^\omega - 1} \quad (3.21),$$

$$\delta_{T_n} = \left| \frac{\Delta T_n}{T_n} \right|, \quad \delta_{B_n} = \left| \frac{\Delta B_n}{B_n} \right| \quad (3.22).$$

В работе [27] доказана теорема, что если ω_n монотонно стремится к k , то формулы (3.23) дают двухсторонние оценки относительной погрешности (3.19):

$$\min(\delta_{T_n}, \delta_{B_n}) \leq \delta_{n+2} \leq \max(\delta_{T_n}, \delta_{B_n}) \quad (3.23).$$

3.6.2 Результаты расчётов

Применяя описанный алгоритм к нашим данным, получим оценку точности приближённого решения. Все расчёты сведём в табл. 3.7:

Таблица 3.7 Расчётная таблица метода Шварцмана

№	z , τ/м	λ	$\ln \lambda$	D	$\ln D$	ω	T	B	S
1	12,1065	1,25	0,2231						
2	11,9679	1,25	0,2231	1,2500	0,2231	1,0000	10,3586	11,4134	10,8860
3	11,8569	1,25	0,2231	1,1476	0,1377	0,6170	10,4547	11,1056	10,7801
4	11,7603	1,25	0,2231	1,1057	0,1005	0,4504	10,4407	10,7938	10,6181
5	11,6679	1,25	0,2231	1,0833	0,0800	0,3587	10,4300	10,5587	10,4944
6	11,5826	1,25	0,2231	1,0769	0,0741	0,3321	10,4331	10,4736	10,4533
7	11,5034	1,25	0,2231						

Расчёт погрешностей сведём в следующую таблицу 3.8:

Таблица 3.8 Определение погрешностей приблизительных вычислений

№	e	ΔT_n	ΔB_n	δ_{T_n}	δ_{B_n}	δ_{cp}
1						
2	0,5274	-1,4984	-0,4436	0,1447	0,03887	0,09176
3	0,3255	-1,3056	-0,6547	0,1249	0,05896	0,09192
4	0,1756	-1,2486	-0,8741	0,1196	0,08098	0,10028
5	0,0644	-1,1526	-1,0237	0,1105	0,09695	0,10373
6	0,0202	-1,0703	-1,0298	0,1026	0,09833	0,10045
7						

Все расчёты велись с точностью до седьмого знака, в таблице значения округлялись. В стандартной методике оценки погрешности отсутствует параметр δ_{cp} . Он был введён только для однозначности оценки относительной погрешности и является средним значением интервала возможной погрешности.

Как видно из таблицы 3.8, абсолютная погрешность полученной в результате расчёта граничной силы по оси X составляет на минимальном из рассматриваемых шагов разбиения 0,0202 т/м. По серии результатов в таблице 3.8 видно, что относительная погрешность стремится к значению, равным около 10%, что является достаточно большой величиной.

3.6.3 Дополнительная задача по оценке точности метода

На большие погрешности, возникающие из-за стыка разноразмерных элементов, таких как стержни и плита, указывают практически все исследователи вопросов применения метода конечных элементов при моделировании зданий и сооружений. На эту проблему в разные годы обращали внимание такие учёные как Л.А. Розин, В.В. Лалин, С. А. Лукаевич, Г. Стренг В.И. Сливкер, А.В. Перельмутер (например, в [19], [20], [27], частично в [28]) и другие исследователи. Эта проблема хорошо известна и инженерам-практикам и является серьёзным препятствием при проведении расчётов реальных сооружений. Тем не менее исследованию величины и характера неточности, возникающей при в приопорной зоне плиты, при определении её напряжённо-деформированного состояния, уделялось в последнее время мало внимания. Ранние труды упомянутых авторов посвящены сугубо научной стороне вопроса, поскольку в 70-х 80-х годах исследование проблемы с помощью ЭВМ было невозможно. Все теории и предположения выдвинутые авторами в те годы могут служить лишь основанием для дальнейшей проработки вопроса и для инженера практика имеют не столь большое значение. Они не содержат в явном виде ответа на вопрос о величине погрешности. В одном из последних трудов ([20] – 2002 год) В.И. Сливкер и А.В. Перельмутер подробно дают оценку влияния сопряжения стержней и плит с точки зрения определения компонент напряжённо-деформированного состояния стержневых элементов. По сделанным этими исследователями выводам были внесены изменения в расчётный комплекс SCAD. На стыке появилась переходная группа стержневых элементов, о которой говорилось ранее (см. также рис. 3.3). Очевидно, что такое решение должно повлиять не только на рассмотренную авторами проблему, но и на проблему вычисления внутренних усилий в приопорной зоне плиты. Тем не менее, информации о проведённых оценках влияния новой модели сопряжения этих элементов зданий на примере расчёта реальных сооружений нет.

Физическая сущность рассматриваемой в данном пункте проблемы заключается в следующем. Как известно из строительной механики, стержень – это элемент, имеющий только одну размерность – длину. Ни толщины, ни ширины он не имеет. Плита напротив имеет плоскостные размеры – длину и ширину. Толщиной плита с точки зрения строительной механики не обладает. Геометрические особенности сечений учитываются через жёсткость (подробней – см. [18] или [19]). При сопряжении стержневого элемента и плиты, как это показано на рис. 3.3 возникает фактически ситуация когда на плиту опирается элемент с площадью опирания стремящейся к нулю. Получается, что передавая нагрузку от других элементов здания стержень должен вызывать напряжения в точке опоры стремящиеся к бесконечности, так как напряжение в общем случае – это сила поделённая на площадь. При проведении расчётов в конечно-элементных программах сингулярности напряжений в этих особых точках не возникает, очевидно, вследствие особых программных алгоритмов, блокирующих возникновение таких ситуаций. Однако о большой точности результатов вблизи точек сопряжения таких элементов ждать не приходится, что легко подтверждается на практике.

Введенная разработчиками SCAD особая переходная группа стержневых элементов, изображённая на рис. 3.3, возможно позволит разрешить не только проблему вычисления внутренних усилий в колонне при опирании на плиту, но и указанную выше проблему определения напряжённо-деформированного состояния в плите. Именно проверке этого предположения и посвящена дополнительная задача оценки точности определения поперечных сил в бескапитальном каркасе.

Проверка заключается в сравнении напряжённого состояния двух исследовательских моделей. Обе модели представляют собой конечно-элементные схемы. В одной реализовано плоское напряжённое состояние плиты. Вся плита задаётся плоскими

элементами. В другой моделируется только приопорный участок плиты и колонна. При этом и плита, и колонна моделируется объёмными элементами.

В качестве модели с плоскими элементами плиты было взято перекрытие уже использованного в предыдущих задачах каркаса с шагами колонн 5×7 метров. Эта модель подробно описана в п. 3.5.1. Только в этой задаче разбиваем исследуемое перекрытие с гораздо меньшим шагом. В итоге получим конечно-элементную модель, вида, изображённого на рис. 3.3, имеющую следующие уникальные характеристики:

- Шаг разбиения исследуемой плиты на конечные элементы – 0,1 м;
- Шаг разбиения контуров – 0,1 м;
- Число узлов расчётной схемы – 56730;
- Число элементов – 58278;
- Число неизвестных разрешающей системы уравнений – 340164;

Параметры жёсткости, закрепление и нагрузки на расчётную схему остаются такими же, как и 3.5.1. Подробней остановимся на модели с объёмными элементами плиты. Прежде всего, следует сказать, что шаг разбиения на конечные элементы модели с плоскими элементами был выбран после проведения серии поверочных расчётов второй трёхмерной модели. Степень разбиения была естественно ограничена возможностями программы (до 100000 элементов) и проблемой устойчивости решения (эта проблема здесь не рассматривается, о ней подробно – см. [19]). Было построено несколько вариантов. Например, первой была модель, результат расчёта которой изображён на рис. 3.6.

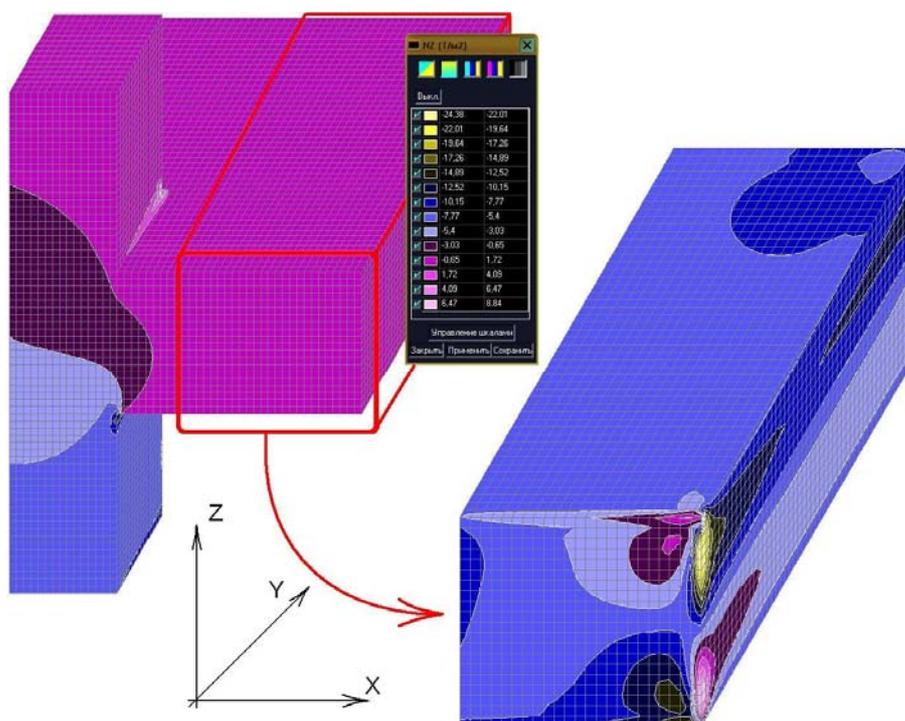


Рис. 3.6. Один из вариантов трёхмерной модели. Шаг разбиения – 0,01 м. Изображены изополя усилия Nz только от собственного веса. На фрагменте видно влияние краевого эффекта.

Данная модель была разбита на конечные элементы шагом 0,01 м. Однако, после построения модели с плоскими элементами плиты с аналогичным шагом разбиения, стало ясно, что и вследствие проблемы устойчивости решения и из-за ограниченной разрядности программного комплекса рассчитать модели с шагом разбиения равным 0,01 м. невозможно. В результате ещё двух итераций было установлено, что наиболее подходящим вариантом являются модели с шагом разбиения 0,1 м. Также было решено строить трёхмерную модель не как четверть колонны и четверть прилегающей плиты, а как колонна и прилегающая плита длиной в половину пролёта по обоим направлениям от неё. Данная модель изображена на рис. 3.7.

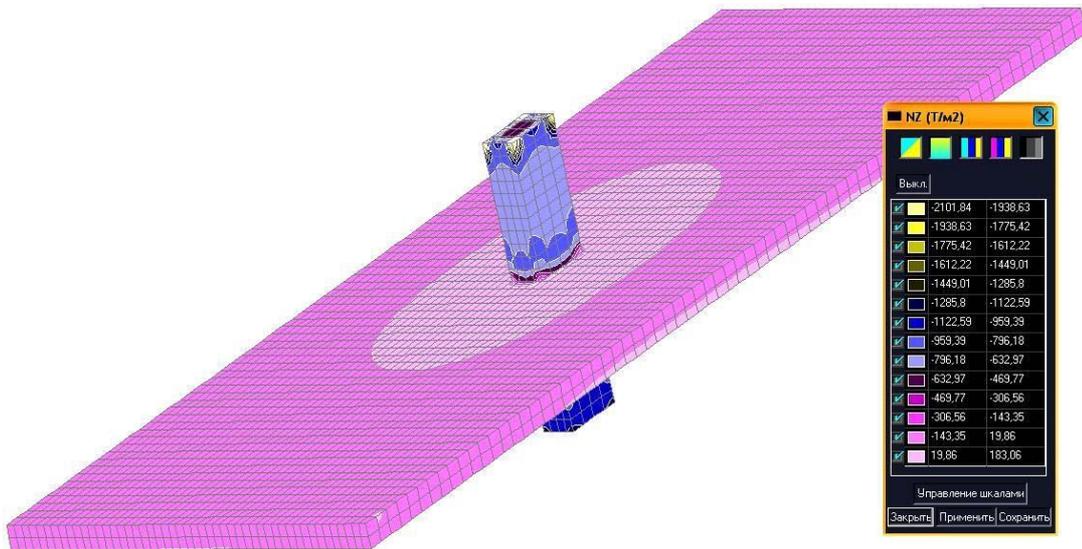


Рис. 3.7 Окончательный вариант трёхмерной модели. Шаг разбиения – 0,1 м. Изображены изополя усилия Nz от собственного веса и полезной нагрузки.

В результате всех итераций полученная трёхмерная модель имеет следующие характеристики:

- Длина рассматриваемого участка колонны до и после плиты – 1 м.;
- Шаг разбиения на конечные элементы – 0,1м. (куб с гранями 0,1 м., также для выполнения условия совместности элементов на стыке колонны и плиты введены элементы с размером в одном из направлений 0,12 м, их количество незначительно)
- Число узлов расчётной схемы – 11176;
- Число элементов – 7196;
- Число неизвестных разрешающей системы уравнений – 63206;
- Характеристики жёсткости задавались такие же, как и для плоской задачи, а именно: перекрытие из бетона В20 (модуль упругости $E = 2,75 \cdot 10^6$ т/м²) толщиной 0,2 м.; колонны из бетона В25 ($E = 3,06 \cdot 10^6$ т/м²) сечением 0,4×0,4 м., длиной 4,7 м. Коэффициент Пуассона $\mu = 0,2$; объёмный вес – стандартный – 2,5 т/м³.

На граничных условиях модели следует остановиться подробно. Точность решения описываемой в данном пункте задачи в основном и зависела от точности установки граничных условий. Их необходимо было задать так, чтобы минимизировать погрешность в результате фрагментации перекрытия во объёмной задаче. Все граничные условия были поделены на две группы.

В первой находились условия, связанные с закреплением расчётной схемы. В окончательном варианте модели на схему была приложена только связь по нижней грани фрагмента колонны - жёсткая заделка, и по верхней грани – скользящая заделка по вертикальной оси Z. Это проиллюстрировано рисунком 1 прил. 4.

Во вторую группу входили граничные условия силового характера. Для их задания было необходимо воспользоваться расчётом, выполненным для плиты, смоделированной плоскими элементами. Так, например, была определена сила, приложенная к колонне в трёхмерной модели. Моделирование силовых граничных условий по краю фрагмента плиты было возможно двумя путями. Прежде всего, было возможно задав по краям плиты скользящую по вертикали заделку, вообще отказаться от приложения внутренних усилий по её границам. В этом случае в модели из внутренних усилий от остальной части расчётной схемы присутствовала только сжимающая сила в колонне. Все остальные усилия – внешние (собственный вес и полезная нагрузка, см. п. 3.5.1). После проведения предварительных расчётов такая модель был признан неудовлетворительным, поскольку требовал введения слишком многих допущений, по сравнению с альтернативным вариантом.

Второй способ моделирования силовых граничных условий требовал снятия с контура плиты запрета на любые перемещения. При этом из условия равновесия фрагмента конструкции на схему было необходимо приложить внутренние усилия от отброшенной части перекрытия. При этом опять использовались данные, полученные при расчёте плоской задачи. Сложность такого моделирования граничных условий заключалась в установлении соответствий между группами внутренних усилий в плите, моделируемой

плоскими и объёмными элементами. Такая задача требовала введения ряда допущений. Они будут перечислены ниже. Сложность вопроса можно проиллюстрировать на примере перехода от перерезывающей силы по одному из направлений плиты к касательным напряжениям при моделировании объёмными элементами. Схему этой задачи со всеми обозначениями и осями координат можно увидеть на рис. 3.8.

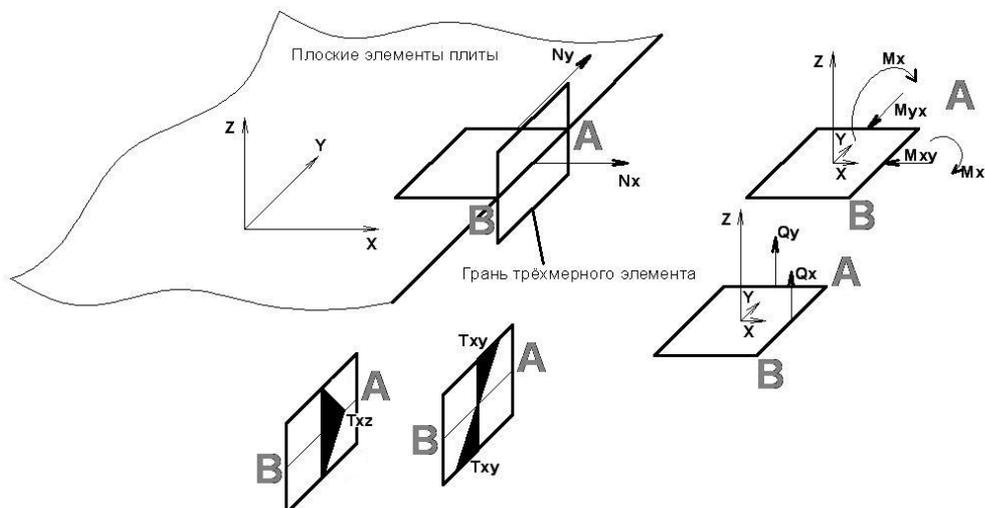


Рис. 3.8 Положительные направления внутренних усилий по одной из граней фрагмента плиты

Из общего определения поперечной силы (например, см. [19]) известно, что поперечная сила и касательные напряжения связаны зависимостью:

$$Q_x = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xz} dz \quad (3.24),$$

где: h - толщина плиты.

При этом считается, что при плита, моделированная плоскими элементами находится в середине «объёмной» плиты, как это показано на рис. 3.8. Закон распределения касательных напряжений по толщине плиты нелинейный. Более того, в соответствие с общепринятой деформационной моделью плиты при определении напряженно-деформированного состояния следует учитывать процесс трещинообразования (см. например [23], [24]). По методикам, приведёнными в этих источниках, а также по действующим нормам необходимо определять высоту сжатой зоны (см. на рис. 3.9 ниже). В качестве одного из допущений берём высоту сжатой зоны равной половине плиты. Таким образом, при наложении граничных условий все внутренние усилия прикладываются по границам фрагмента плиты в виде узловых нагрузок только по верхнему ряду элементов.

Для вычисления ординат эпюр нормальных и касательных напряжений воспользуемся решением для железобетонных балок, вывод которого приведён в [29]. Таким образом, формируем ещё одно допущение. Значения ординат будем вычислять по формулам:

$$\tau_{\max} = \frac{Q}{b \cdot r \cdot h_0} \quad (3.25);$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{r \cdot k \cdot b \cdot h_0^2} \quad (3.26);$$

где: M и Q соответственно изгибающий момент и перерезывающая сила в расчётном сечении, (тм) и (т).

b - ширина расчётного сечения, т.к. считаем погонные усилия, берём равной 1м.;

$r \cdot h_0$ - плечо внутренней пары сил (от точки приложения растягивающего усилия в нижней арматуре до точки приложения равнодействующей сжимающего усилия бетона сечения);

$k \cdot h_0$ - высота сжатой зоны бетона сечения.

При этом закон распределения напряжений в сечении считаем линейным, как это показано на рис. 3.9. Понятно, что равнодействующая нормальных напряжений сечения с трещиной, изображённого на рис. 3.9 б), находится в середине сжатой зоны бетона, то есть в соответствие со сделанными допущениями, - в середине крайней грани верхнего ряда элементов объёмной модели.

Переформулируем зависимости (3.25) и (3.26) для нашего случая:

$$\tau_{\max} = \frac{Q}{0,135} \quad (3.27);$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{0,0135} \quad (3.28).$$

При переводе изгибающего момента в нормальные напряжения, узловые нагрузки на объёмную модель задаются в верхние крайние узлы верхней группы элементов. При этом значение нагрузки уменьшается так, чтобы сохранилось статическое равенство моментов (плечо силы относительно нижней грани плиты увеличивается, следовательно, для сохранения равенства момента необходимо уменьшить силу). Данная операция проиллюстрирована рис. 3.10, приведенным ниже (только при этом для наглядности убраны напряжения σ_x , приложенные по грани, параллельной оси y и напряжения σ_y по грани, параллельной оси x).

Аналогичная операция выполняется и при построении эпюры Q_x в объёмно задаче далее, только в обратной последовательности. Об этом будет сказано ниже.

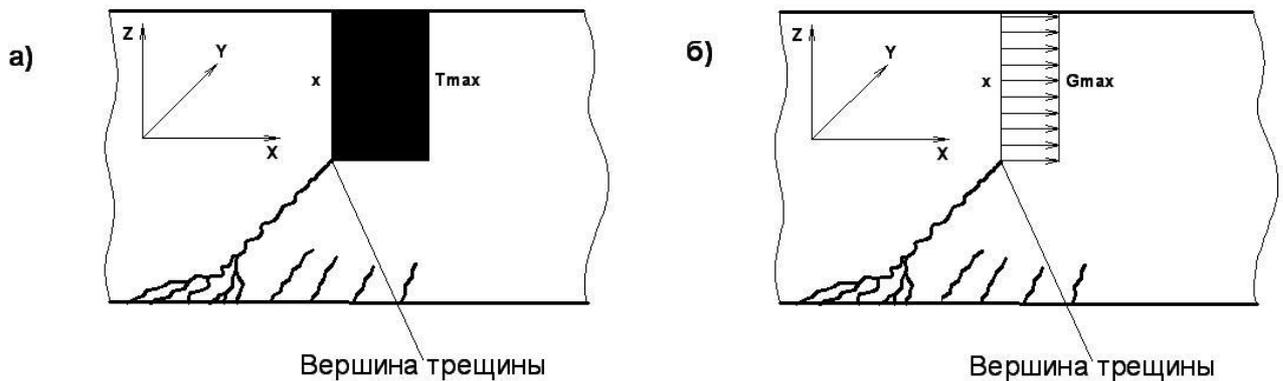


Рис. 3.9 Модель плиты с трещиной. Условная эпюра касательных напряжений по одной из граней (рис. а) и нормальных напряжений в одном из сечений (рис. б)

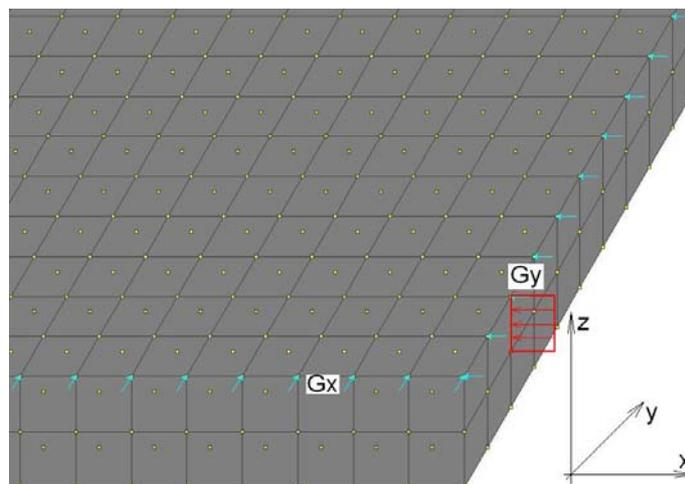


Рис. 3.10 Схема приложения нескольких компонент силовых граничных условий – нормальных напряжений σ_x и σ_y . Показана эпюра σ_y для одного из сечений.

После проведения расчётов плоской задачи было обнаружено, что из 8 компонент напряжённого состояния плиты 4 можно пренебречь вследствие их небольших значений. Значение каждого из отброшенных внутренних усилий составляет не более 5-7% от максимальных значений любого усилия из оставшейся группы. В результате, для переноса в качестве граничных условий были взяты следующие внутренние усилия приопорной зоны плиты:

- M_x - изгибающий момент относительно оси x , положительное направление - см. рис. 3.8;
- M_y - изгибающий момент относительно оси y , положительное направление по аналогии с M_x , см. рис. 3.8;
- Q_x - перерезывающая сила по оси x , положительное направление – см. рис. 3.8;
- Q_y - перерезывающая сила по оси y , положительное направление – см. рис. 3.8.

Таким образом, крутящий момент и продольные усилия по осям x и y не учитываются. Их небольшие значения объясняются тем, что рассматриваемая колонна находится на удалении от крайних пролётов.

С учётом отброшенных компонент напряжённого состояния переход от плоской задачи к трёхмерной осуществляется по зависимости (3.24) и следующим формулам:

$$Q_y = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yz} dz \quad (3.29);$$

$$M_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x dz \quad (3.30);$$

$$M_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y dz \quad (3.31),$$

При построении алгоритма переноса были сделаны следующие допущения:

- Крутящие и изгибающие моменты в колонне пренебрежимо малы;
- Пренебрегаем деформациями каркаса, лежащего ниже отметки нижней грани колонны трёхмерной модели (1 метр от отметки низа плиты);
- Перемещения колонны на отметке верхней и нижней грани рассматриваемого фрагмента по горизонтальным осям x и y равны нулю;
- Высота сжатой зоны плиты принята равной половине высоты сечения плиты;
- Для расчёта максимальных значений эпюр напряжений в расчётном сечении плиты пользуемся решением полученным для балок в [29];
- При переходе от напряжений к усилиям и наоборот считаем, что распределение касательных и нормальных напряжений по высоте сжатой зоны носит постоянный характер, ординаты эпюр напряжений определяются по зависимостям (3.27), (3.28);
- Интенсивность компонент напряжённого состояния объёмной модели по граням рассматриваемого фрагмента плиты меняются шагом 0,5 м (максимальное значение);
- Общее допущение теории упругости для изгиба тонкой пластины - σ_z не оказывает влияния на деформации по осям x и y .

Общий алгоритм формирования граничных условий объёмной модели заключается в следующих действиях:

- Определяется напряжённое состояние плиты в плоской задаче;
- В плоской задаче выделяются направления, по которым ведётся фрагментация в объёмной модели; по этим направлениям строятся эпюры переносимых внутренних усилий, подобно тому, как это делалось в п. 3.5.1;
- В зависимости от характера построенных эпюр на границе плиты в трёхмерной плите создаются группы узлов, на которые прикладываются одинаковые значения внутренних усилий. После проведения серии поверочных расчётов было установлено, что шаг изменения силовых граничных условий в плите следует установить в пределах 0,5 м., где изменения напряжений по контуру плиты незначительны (не более 10%), или в пределах участка, где изменение усилий составляет до 8-10%. Последний случай для усилия σ_x представлен ниже, на рис. 3.11;
- На объёмную модель прикладываются все внутренние усилия силовых граничных условий по выделенным группам узлов, устанавливаются все закрепления расчётной схемы. Также прикладывается внешняя нагрузка и задаётся собственный вес. Из всех приложенных силовых воздействий создаётся одна группа нагрузок. Расчётные сочетания усилий не формируются;

После этого выполняется линейный расчёт трёхмерной модели. По результатам расчёта устанавливался характер напряжённо-деформированного состояния плиты приопорной зоны.

Далее следовало определить направление, по которому будет произведено наблюдение за влиянием стыка разноразмерных элементов в плоской задаче. За направление берём пролёт в направлении наибольшего шага колонн, как и предыдущей расчётной задаче. Во введённых осях координат, это направление соответствует оси x . После определения направления производится построение эпюры поперечных сил относительно оси x выбранному направлению в центральной части плиты до середины пятого пролёта, как это было сделано в п. 3.5.1. Исследуемую часть плиты перекрытия также иллюстрируют рис. 3.1, 3.3, 3.5. Построенную эпюру можно увидеть ниже на рис. 3.12.

Решаемая задача заключается в сравнении эпюр поперечных сил полученных в результате решения плоской и объёмной задачи. И теперь необходимо построить аналогичную эпюру только для объёмной задачи. Ось построения эпюры остаётся неизменной. Решается обратная уже решённой задаче. При наличии напряжённого состояния объёмного фрагмента по зависимости (3.24) необходимо найти поперечную силу Q_x . Для этого необходимо для выбранного сечения установить средние значения касательных напряжений τ_{xz} в каждой расчётной точке. За точки брались узлы расчётной схемы, попадающие в сечение, как это показано на рис. 3.11. Вертикальные сечения красного цвета и есть сечения. Вычислив в них средние значения по зависимости, обратной (3.27) находим поперечную силу в расчётной точке графика (см. рис. 3.11).

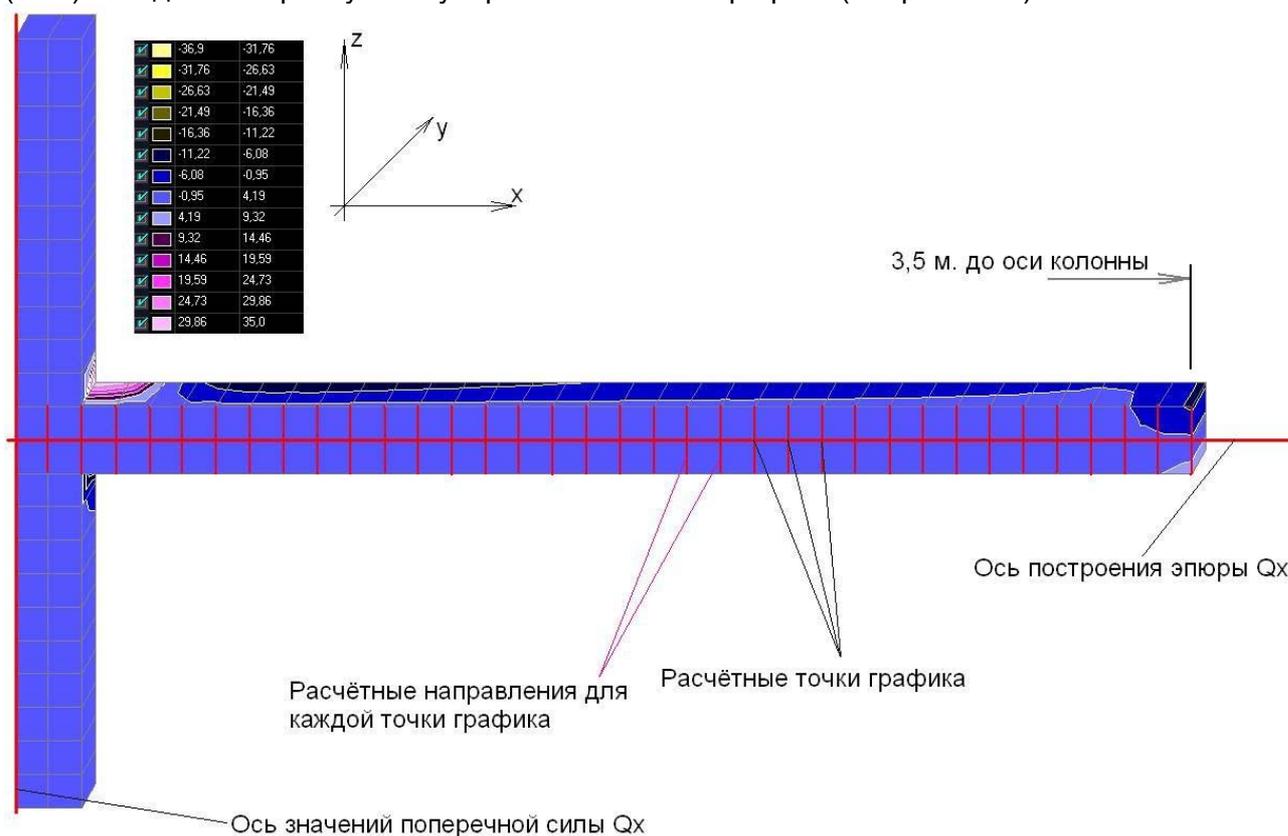


Рис. 3.11 Принцип построения эпюры поперечных сил Q_x для объёмной модели

В результате проведения вычислений по указанному алгоритму была установлена эпюра перерезывающих сил относительно оси x по выбранному направлению, идентичному для плоской задачи. Её можно найти на рис. 2 прил. 4.

График перерезывающей силы в плоской задаче строится для описанной в начале пункта модели с плоскими элементами плиты. Алгоритм получения графика идентичен тому, что был применён в п. 3.6.1 и подробно ещё раз описываться не будет. Ось построения эпюры в плоской и объёмной задаче совпадает. Полученную эпюру можно найти в прил. 4 на рис. 3.

Для оценки влияния сопряжения разноразмерных элементов требуется сравнить два полученных графика зависимостей поперечной силы относительно оси x от расстояния от колонны перекрытия. Совместим два полученных графика на общей системе координат. Результат можно увидеть ниже, на рис. 3.12.

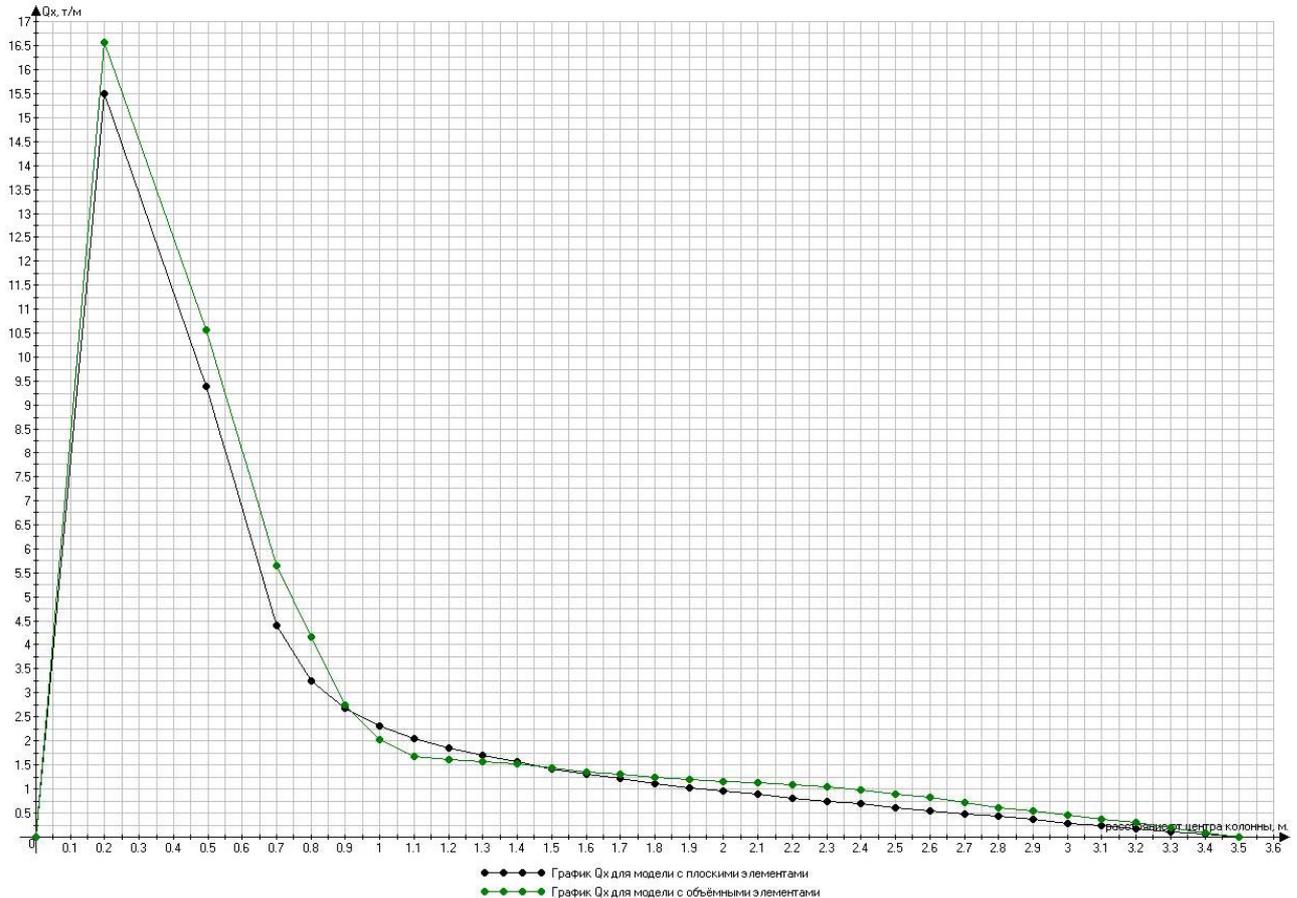


Рис. 3.12 Графики поперечной силы Q_x в расчётном направлении для моделей с плоскими (чёрный цвет) и объёмными (зелёный) элементами плиты

Как видно, общий характер графиков в обоих случаях совпадает. Основные отличия заключаются в следующем:

- Максимальное значение поперечной силы в модели с плоскими элементами плиты меньше аналогичного параметра для объёмной модели на 6,5%;
- Во всей приопорной зоне перекрытия значения поперечной силы объёмной модели превосходят аналогичные значения в модели с плоскими элементами на 6,0%;
- Габарит некомпенсированной зоны поперечных сил при использовании плоских элементов при сопряжении плоских и стержневых элементов в безбалочном бескапитальном перекрытии занижается на 11,2%;
- При использовании объёмных элементов для моделирования плиты перекрытия значительно возрастает количество и величины случайных отклонений от общей тенденции зависимости $Q_x = f(x)$, по сравнению со случаем моделирования плоскими элементами.

3.6.4 Анализ полученных результатов

Основным результатом решения расчётной задачи №2 стало получение оценки величины погрешности определения перерезывающих сил для плиты каркасного здания, которая была использована в расчётной задаче №1.

Как указывалось, точность определения поперечных сил при расчёте строительных конструкций методом конечных элементов очень невысока. Величины погрешностей их определения бессистемно могут изменяться от одной расчетной модели к другой. В связи с этим для выведения расчётных зависимостей для приопорной зоны перекрытия было предложено во всех расчётных случаях использовать одну и ту же исследовательскую

модель. Более того, для вывода основной зависимости изменения габаритов некомпенсированной эпюры поперечных сил от величин шагов колонн было решено использовать относительные величины. Такой подход позволяет снизить погрешность определения интересующей зависимости из-за использования метода конечных элементов в расчётах. Сама величина погрешности в работе рассматривается как совокупность двух составляющих. Первая, не поддающаяся количественной оценке, выделялась как основная причина неточности определения поперечных сил. Однако, считалось что её изменение для одного типа расчётной схемы со схожими геометрическими параметрами незначительно. То есть, для рассматриваемого каркаса здания даже в случаях изменения шагов колонн в рассмотренном интервале и для различных рассмотренных выше шагов разбиения плиты конечными элементами изменениями этой составляющей можно пренебречь. В расчётной задаче №1 в качестве рабочих брались относительные характеристики геометрии схемы и её напряжённого состояния. Таким образом, постоянная составляющая погрешности сокращалась и не влияла на полученную зависимость. Переменная составляющая погрешности менялась от одного шага разбиения конечных элементов к другому. Так как в первой расчётной задаче напряжённое состояние плиты исследовалось на примере плиты с постоянным шагом разбиения, было необходимо исследовать поведение погрешности на разных шагах разбиения. Применение усложнённого алгоритма Шварцмана позволило во первых установить сходимость серии приближительных решений к точному результату и во вторых определить, что искомая часть погрешности составляет не более 10%.

В дополнительной задаче была получена оценка влияния сопряжения разноразмерных элементов на поведение эпюры поперечной силы относительно оси x на расчётном направлении. В результате проведённых исследований было установлено, что при использовании стандартного решения SCAD максимальная перерезывающая сила (на грани колонны) занижается на 6,5%. Габариты зоны некомпенсированной эпюры занижаются на 11,2%. Это необходимо в виду при проведении расчётов путём увеличения необходимых расчётных характеристик на поправочные коэффициенты. С учётом нестабильности поведения эпюры поперечных сил при проведении расчётов объёмной модели предлагается увеличивать граневую поперечную силу на 10% и габариты (по направлениям шагов колонн) на 15%.

3.7 Оценка различных способов моделирования узла (расчётная задача №3)

В данном пункте будет проведен анализ существующих возможностей по расчёту бескапитальных перекрытий при помощи метода конечных элементов. Будет проведено исследование зависимости напряжённого состояния плиты от способов моделирования колонны перекрытия, от возможностей моделирования стыка колонны и перекрытия, от применяемых программных комплексов для расчёта. При расчётах будут использованы программные комплексы SCAD, Лира. В последнем случае при расчётах будут применены специальные элементы плиты, имеющие нелинейную аппроксимацию внутренних усилий между узлами, что, по мнению авторов этой программы, повышает точность определения поперечных сил.

3.7.1 Моделирования узла в комплексе SCAD

В настоящее время в программном комплексе SCAD по умолчанию используется модель сопряжения колонны и плиты перекрытия, изображённая на рис. 3.3. Данный способ моделирования описывался выше. Помимо него рассмотрим другие варианты.

- Стык колонны и перекрытия без переходной стержневой системы. То есть простое сопряжение стержневых элементов и элементов плиты. Данный тип моделирования изображён на рис. 3.13 а);
- Стык колонны и перекрытия с переходной стержневой системой и жесткими вставками в направлениях шагов колонн. Данные вставки могут моделировать наличие жёсткой арматуры в приопорной зоне. Фактически используется стандартное решение SCAD с переходной стержневой группой, только при этом по двум взаимноперпендикулярным направлениям устанавливаются жёсткие вставки. В данном исследовании длины вставок будут равны ребру колонны. В случае же когда используется направленная распресистема с жёсткой

арматурой длины её профилей могут назначаться исходя из габаритов некомпенсированной эпюры поперечных сил приопорной зоны. Используемая для анализа модель стыка с жёсткими вставками изображена на рис. 3.13 б);

- Стык колонны и перекрытия без переходной стержневой системы. При этом колонна полностью моделируется объёмными элементами. Шаг разбиения колонны и плиты должен совпадать во избежание появления несовместных элементов. В плоскости колонны элементы плиты не убираются, формируя «прослойку» между объёмными элементами колонн. Данный тип моделирования изображён на рис. 3.13 в);
- Стык колонны и перекрытия с переходной стержневой системой. При этом жёсткости стержней переходной группы по направлениям шагов колонн задаются в 1000 раз больше чем в упомянутом стандартном решении SCAD. Повышение жёсткости достигается увеличением модуля Юнга. При этом момент инерции сечения стержня остаётся неизменным. Вид узла сопряжения колонны и перекрытия такой же как и у стандартного решения SCAD.

В качестве исследовательской модели бралось то же каркасное здание, что и в первой и второй расчётных задачах. Шаг сетки колонн составляет 5×7 м. Подробное описание этой модели дано в п. 3.5.1. В качестве контрольной характеристики напряжённого состояния плиты берётся распределение поперечной силы относительно оси x в системе координат, представленной на рис. 3.3. Эпюра поперечных сил, как и в предыдущих расчётных задачах отслеживается только до половины пролёта.

Шаг разбиения плиты на конечные элементы брался как 0,3932 м. При этом количества точек на расчётном направлении в каждом случае хватит для получения ярко выраженных различий между способами моделирования (такой шаг был уже использован в предыдущих расчётных задачах). Жёсткостные характеристики элементов каркаса назначались идентичными тем, что были взяты в п. 3.5.1. Так же задавались нагрузки и условия закрепления. Распределение параметров напряженного состояния получалось в результате линейного расчёта многофронтальным методом. В результате проведения всех расчётов были получены эпюры поперечных сил для каждого из описанных способов. Каждый график в отдельности можно увидеть в прил. 5 рис. 1,2,3,4 и 5. Ниже, на рис. 3.14, на одних координатных осях совмещены все полученные графики.

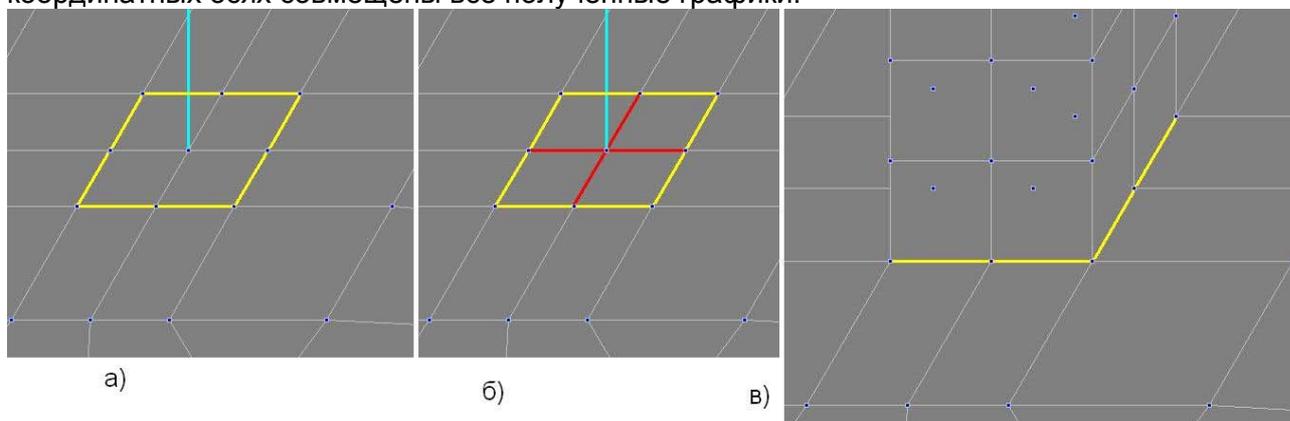


Рис. 3.13 Варианты сопряжений колонны и перекрытия. Жёлтым обозначен контур колонны, голубым – стержень колонны, красным – жёсткие вставки

3.7.2 Моделирования узла стыка в комплексе Лира

В программном комплексе Лира, как и в предыдущем программном комплексе для построения плиты используются конечные элементы с линейной аппроксимацией внутренних усилий между узлами. Подробное описание этого комплекса дано в п. 2.4. Принцип построения расчётной схемы идентичен SCAD. Каркас здания, который строится в Лире полностью идентичен описанному выше. Стандартным решением по сопряжению колонны и плиты перекрытия является стык без особых групп элементов (простой стык).

Все нагрузки, условия закрепления и жёсткости идентичны предыдущему случаю. Вид фрагментированной из каркаса плиты представлен на рис. 6 прил. 5. Искомая эпюра поперечной силы Q_x представлена на рис. 3.14 ниже.

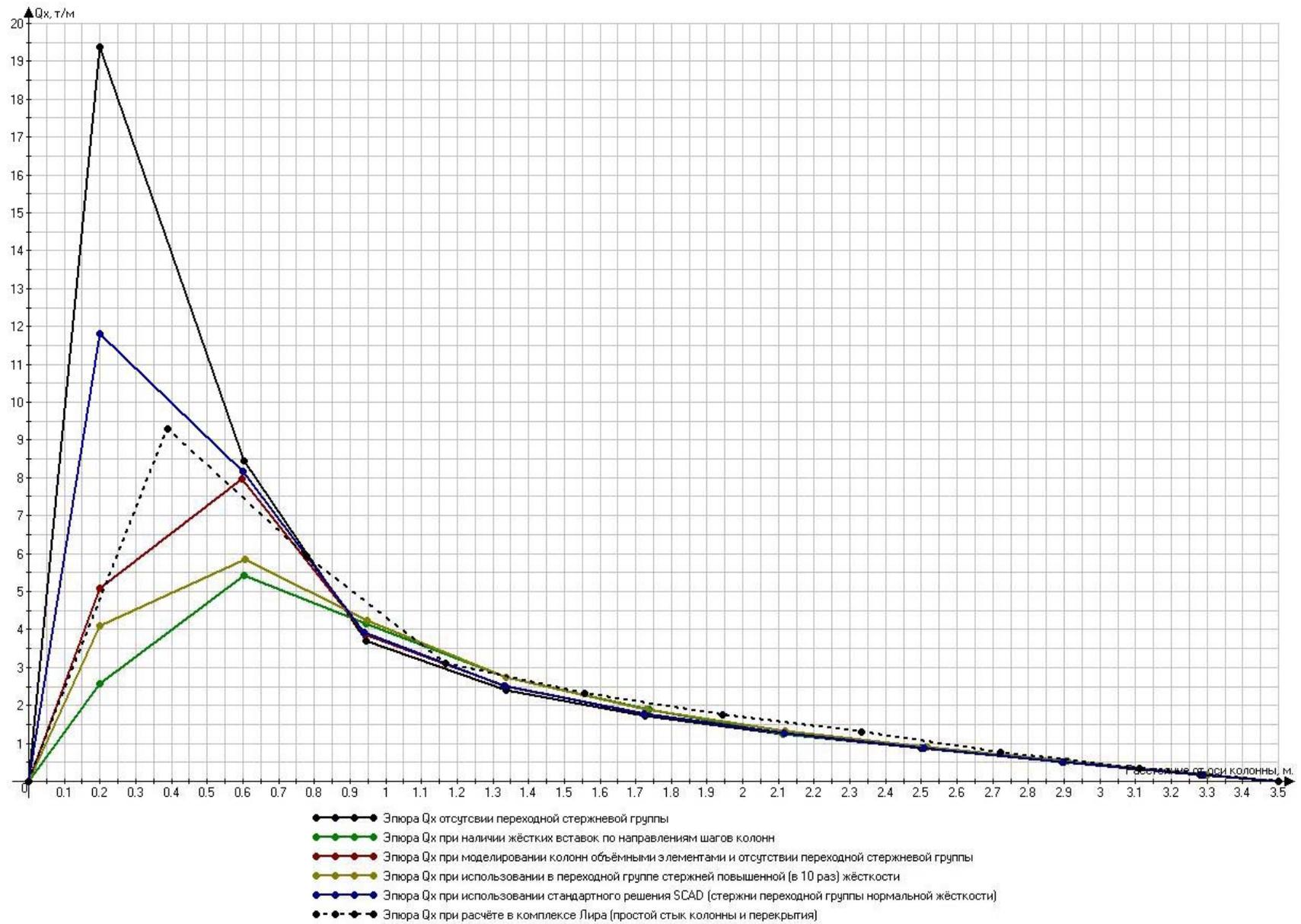


Рис. 3.14 Эпюры поперечной силы расчётных случаев

3.7.3 Анализ полученных результатов

Основным результатом проведённого эксперимента стали зависимости поперечной силы от координаты x по расчётному направлению, графики которых изображены на рис. 3.14. Сначала рассмотрим графики, полученные при расчётах в комплексе SCAD. По ним можно сделать следующие выводы:

- В данном каркасе влияния типа моделирования стыка узла колонны и перекрытия влияет на распределение поперечной силы на расстоянии до 1,0 метра от оси колонны, или 13,33% пролёта. В соответствии с расчётами, проведёнными в п. 3.4. скрытая капитель имеет размеры 2,25 метра (или 1,125 м). Фактически около 80% скрытой капители находится в зоне, где распределение поперечной силы сильно зависит от способа моделирования узла стыка
- Очевидно, что решение без переходной стержневой группы (верхний, чёрный график) даёт завышенные результаты по граневому усилию. Оно превосходит ближайшее значение из решений SCAD на 40%. Тем не менее, уже на расстоянии 0,6 м. от оси колонны значения этого расчётного случая практически совпадают со стандартным решением SCAD. Однако, опираясь на полученные в п. 3.4 значения постоянной эпюры материалов можно утверждать, что на габарит некомпенсированной эпюры поперечных сил такой способ моделирования влияет незначительно. Подобранная по максимальной силе распределительная система тем не менее будет иметь слишком большой запас несущей способности, что приведёт к увеличению расхода стали и соответственно повысит стоимость системы
- Очевидно, что расчётные случаи со стержнями переходной группы повышенной и бесконечной жёсткости лежат достаточно близко друг от друга, как по граневой силе, так и по габариту некомпенсированной эпюры поперечных сил. Можно говорить о том, что применение случая с повышенной жёсткостью нецелесообразно. Следовательно, при использовании в распределительных системах конструктивных элементов, имеющих изгибную жёсткость превосходящую жёсткость стержней в стандартном решении SCAD в более чем в 10 раз, необходимо моделировать эти элементами абсолютно жёсткими вставками. При этом нет необходимости каждый раз считать жёсткость распределительной системы для расчёта перекрытия с учётом её влияния на напряжённо-деформированное состояние плиты.
- Случай моделирования колонн объёмными элементами, по мнению многих практикующих инженеров (см. [30]) даёт значительное увеличение точности определения поперечных сил в приопорной зоны плиты. В нашем случае точное решение было неизвестно и говорить об абсолютной точности решения нельзя. Однако сравнивая с другими полученными решениями можно утверждать следующее. При моделировании объёмными элементами переходная стержневая группа не задавалась. То есть по сравнению со случаем моделирования колонн стержнями и при отсутствии переходной группы картина распределения поперечной силы в приопорной зоне стала более реальной. Данный тип моделирования занижает значения граневого усилия по сравнению со стандартным решением SCAD на 32%. Точность такого решения остаётся неизвестной, однако есть другой аргумент не использовать моделирование колонн объёмными элементами. В практике проектирования зданий для расчёта колонн и перекрытия придётся создавать две расчётные модели, что скажется на времени и трудоёмкости проведения расчётов. Применение же в распределительных системах элементов, обладающих высокой жёсткостью ещё больше затрудняет использование объёмных элементов при моделировании плиты
- Стандартное решение SCAD по своим значениям получаемой эпюры поперечных сил является промежуточным решением между двумя крайностями: вариантом без переходной стержневой группы и вариантом с жёсткими вставками. На расстоянии более 0,6-0,8 м. от оси колонны ординаты эпюры в этом случае приближаются к ординатам остальных расчётных случаев. На габарит некомпенсированной эпюры поперечных сил данный вид моделирования узла по сравнению с другими вариантами влияния не оказывает. Относительно граневой силы можно утверждать, что по виду зависимости на рис. 3.14 можно утверждать следующее. Максимальное значение поперечной силы находится в границах ожидаемых значений. Фактически в этом случае максимальное усилие по своему значению находится между двумя

упомянутыми крайними вариантами. О точности значения этой силы по изображённым на рис. 3.14 графикам в абсолютных значениях говорить нельзя. Этот вопрос требует дополнительной проверки. Однако среди рассмотренных вариантов, при отсутствии в составе распределительно системы элементов повышенной жёсткости данный способ моделирования узла стыка является предпочтительным.

Также был выполнен расчёт плиты перекрытия в программном комплексе Лира. Результат расчёта представлен на рис. 6 прил. 5, где изображены изополя поперечной силы Q_x в районе среднего ряда колонн каркаса. По данным изополям строится эпюра поперечных сил по тому же направлению, что и ранее при расчётах в SCAD. Построенную эпюру можно увидеть на рис. 3.14 (пунктир). Проводя сравнительный анализ полученной зависимости по сравнению с решениями SCAD, можно сделать следующие выводы:

- Значения граневой поперечной силы при использовании решения Лира отличаются от решения SCAD при моделировании узла стыка переходной стержневой группой в меньшую сторону на 23%. Проверка правильности решения в абсолютных значениях требует дополнительно проверки. Очевиден факт, что при одном и том же решении по моделированию узла (отсутствие переходной группы элементов) SCAD даёт намного завышенные значения, больше аналогичного значения взятого из Лира на 51%, то есть практически в два раза. Это ещё раз указывает на большие неточности, возникающие при определении поперечных сил в комплексе SCAD при отсутствии переходной группы стержневых элементов
- Использование комплекса Лира не влечёт за собой, по сравнению с решениями SCAD, значительного увеличения габарита некомпенсированной эпюры поперечных сил плиты приопорной зоны. Увеличение составляет не более 10% или 0,1 м. Это можно признать незначительным

В целом можно сделать вывод о том, что среди рассмотренных решений можно было бы рекомендовать использование двух способов моделирования распределительных систем в расчетных программах, основанных на методе конечных элементов. При отсутствии в составе распределительной системы элементов с высокой жёсткостью можно применять стандартное решение SCAD. При использовании в узле сопряжения жёсткой арматуры, её рекомендуется задавать на стыке колонны и перекрытия в виде жёстких вставок. Решение комплекса Лира также заслуживает внимания, поскольку оно близко по своим характерным параметрам к решению SCAD. Для вывода о точности определения абсолютных значений поперечных сил во всех проведенных численных экспериментах требует дополнительной проверки.

4. Решения по конструированию распределительных систем

В данном пункте будут приведены основные принципы конструирования распределительных систем. Также обозначается общий алгоритм конструирования. В заключении даётся описание наиболее часто встречаемых конструктивных элементов распределительных систем в виде небольшой классификации и указанием их характеристик.

4.1 Принципы конструирования распределительных систем

Конструирование распределительных систем ведётся исходя из формы некомпенсированной эпюры поперечных сил и величины граневого усилию, которое является для этой эпюры максимальным. По форме эпюры устанавливается тип необходимой распределительной системы: направленная или ненаправленная. По значениям устанавливаются количество и размер входящих в неё элементов.

Основной принцип конструирования заключается в выделении расчётных направлений по которым строятся эпюры поперечных сил и затем подбираются конструктивные элементы. Направления по шагам колонн будем называть основными. Второстепенными будем называть направления лежащие под углом к основным, например, под углом 45° или 30° . Минимальное количество эпюр, которые необходимо построить – две, по основным направлениям. По сериям расчётов, проведённых в главе 3 было установлено, что без расчёта эпюр поперечных сил по второстепенным направлениям можно считать перекрытия с шагом колонн одинаковым или близким к одинаковому и с пролётами до 4,2-4,5 м. При

таких условиях проекция некомпенсированной эпюры поперечных сил приопорной зоны на горизонтальную плоскость имеет форму, близкую к кругу. Распределение поперечных усилий по второстепенным направлениям, например, под углами 45° , имеет характер, близкий к распределению по основным направлениям. Сложнее обстоит со случаями, когда отношение главных осей некомпенсированной эпюры больше приблизительно $1/1,4$ и при пролётах свыше 5,0 метров. В таких случаях рекомендуется обязательный расчёт по минимум четырём вспомогательным направлениям (лежащим под углами 45° к основным). В особых случаях, когда пролёты достигают 7,5 и более метров рекомендуется устанавливать значения поперечных сил по восьми вспомогательным направлениям, хотя бы для типового узла. Это необходимо из-за того, что форма эпюры в таких случаях далека от круглой и аналитически границы некомпенсированной зоны практически невозможно.

Общая последовательность подбора конструктивных элементов следующая. Сначала рассматриваются некомпенсированные эпюры основных направлений. По максимальным значениям (по грани колонны) устанавливается необходимое усилие, которое должен воспринимать элемент системы. Затем решается вопрос о применимости жёсткой арматуры. Дело в том, что, имея ряд недостатков, при работе в железобетоне, прокатный профиль имеет ряд преимуществ перед каркасным и стержневым армированием. Во первых, он обладает большой удельной несущей способностью на восприятие поперечных усилий. Во вторых, при учёте нагельного эффекта искусственно создаёт плоскость среза продольной арматуры, что облегчает обоснование учёта её работы на срез. Также он обладает большим, чем у каркасов и отдельных стержней отношением несущая способность/трудоёмкость установки. Из прокатного профиля можно формировать особого вида закладные детали, которые можно устанавливать единой системой в место стыка колонны и перекрытия. При больших разница в пролётах поперечные усилия в большем и меньшем направлениях значения по граням колонн также сильно различаются. Именно в таких случаях рекомендуется по направлению большего пролёта укладывать жёсткую арматуру, как это, например, показано на рис. 1,2 и 3 прил. 1. Отдельно стоит оговорить применение прокатных профилей при соотношении сторон меньше, чем $1/1,4$. В таких случаях установка профиля в одном из направлений приведёт к тому, что возникнет большое переармирование всего узла или приопорная зона по второму основному направлению будет недоармирована. При таких соотношениях шагов колонн не рекомендуется вводить элементы, вносящие большие градиенты несущей способности по поперечным силам в приопорный узел. Применение жёсткой арматуры в таких случаях возможно в виде особой закладной детали, пример которой изображён на рис. 4 прил. 1. При этом необходимо отметить следующее замечание в направленных системах с жёсткой арматурой абсолютно отсутствуют вертикальные стыки сварные стыки на направлении действия касательных напряжений, которые по формулам (3.24) или (3.29) связаны с поперечными силами. В современных условиях строительства в нашей стране, даже в тех немногих случаях, когда такие закладные детали изготавливаются в заводских условиях, вероятность брака сварного шва очень высока. В результате потеря несущей способности от действия касательных напряжений будет происходить в месте шва. А так как на протяжении всей его длины могут оказаться непроваренные участки, площадь профиля и соответственно его несущая способность может непредсказуемо уменьшиться. Чем больше таких швов в закладной детали, тем более непредсказуемой может оказаться распределение реальной несущей способности по различным направлениям от оси колонны. С этой точки зрения не рекомендуется объединять жесткие элементы в системы вида, изображённого на рис. 2.3. Для случаев с отношением шагов колонн меньше, чем $1/1,4$ для установки по основным направлениям можно рекомендовать арматурный каркас в виде перекрёстных скрытых балок. Такой вариант можно увидеть на рис. 6 прил. 1.

После определения типа подходящей в расчётном случае системы и выборе её геометрических параметров по граневым усилиям основных направлений переходят к рассмотрению второстепенных направлений. В них также по некомпенсированным эпюрам поперечных сил подбираются конструктивные элементы, воспринимающие поперечные силы. При этом по опыту конструирования узла (это видно по многочисленным разнообразным примерам, таким как на рис. 2.3 или рис. 9 прил. 1) несущая способность элементов по второстепенным направлениям занижается. Предлагается уменьшить её на 30%.

Затем по расчётной зависимости (3.9) проверяется общая несущая способность узла стыка колонны и перекрытия. Если условие (3.1) выполняется и значения в обеих частях

близки друг к другу, то конструирование на этом заканчивается. В случае большой разницы или если условие (3.1) не выполняется, то необходимо откорректировать величину несущей способности конструктивных элементов по основным и вспомогательным направлениям. При этом устанавливается, насколько процентов необходимо поднять несущую способность (или уменьшить её в зависимости от ситуации) для того чтобы условие (3.1) выполнялось. На эту величину уменьшается несущая способность по поперечным силам во всех рассмотренных ранее направлениях и по новым значениям заново подбираются геометрические характеристики конструктивных элементов.

Безусловно, процесс конструирования по такому алгоритму достаточно трудоёмок. Однако при достаточно большом каркасе возникает возможность использовать унификацию узлов примыкания в различных частях плиты. Можно установить одни и те же распределительные системы в центральной части перекрытия, другие - по краям. Таким образом полный расчёт не производится для каждого стыка колонны и перекрытия.

4.2 Основные конструктивные элементы распределительных систем

После проведения расчётов и получения эпюр по основным и второстепенным направлениям начинают подбор элементов распределительной системы. Элементы можно поделить на две группы в соответствии с направлениями, по которым они ставятся. Сначала перечислим наиболее удачные решения для основных расчётных направлений:

- Скрытые балки. Вид распределительной системы со скрытыми балками изображён на рис.6 прил. 1. Такую конструкцию целесообразно применять в случае ненаправленных распределительных систем. В неё присутствует два элемента, оказывающих сопротивление продавливанию. Это, прежде всего, вертикальные стержни в виде хомутов скрытой балки и продольное армирование балки. В случае использования такой конструкции несущая способность по основным направлениям вычисляется по зависимости:

$$F_{uw}^j = 0,8 \cdot \left(\sum_i (R_{sw} \cdot A_{sw}) + 0,5 \cdot R_{sh}^{III} \cdot (A_j^{BII} + A_j^{HII}) \right) \quad (4.1),$$

где: j - номер расчётного направления (от 1 до 4);

i - номер хомута.

Остальные обозначения и расчётные предпосылки – см. п. 3.4.

- Элементы жёсткой арматурой в виде прокатных профилей. Чаще всего в гражданских зданиях используется двутавр или сваренный тавр от №10 до №16. Вид систем с применением таких элементов можно увидеть на рис. 1, 2, 3 прил. 1, а также на рис. 2.3. Для лучшего сцепления с бетоном к таким элементам дополнительно приваривается сетка по нижней поверхности (чтобы не осыпался бетон с потолка) и арматура по верхним полкам для обеспечения совместности работы профиля и бетона. Для этих же целей раньше в профиль вваривали поперечные пластины. Прокатный профиль никогда не следует использовать без усиления приопорной зоны продольным сеточным армированием как по верхнему, так и по нижнему поясу. Это связано с тем, что несущая способность жёсткой арматуры в разы выше, чем тот же показатель регулярного плитного армирования с учётом работы бетона. Большие скачки несущей способности в приопорной зоне крайне не желательны и могут привести к потере сплошности плиты вследствие среза по контуру прокатного профиля. Поэтому в расчётную зависимость включим составляющую от дополнительного продольного армирования (это хорошо иллюстрирует рис. 3 прил. 1, где видна жёсткая арматура и дополнительные приопорные армопояса). Получим зависимость (4.2):

$$F_{uw}^j = 0,8 \cdot \left[R_y^{прокат} \cdot A_{прокат} + 0,5 \cdot R_{sh}^{III} \cdot (A_j^{BII} + A_j^{HII}) \right] \quad (4.2).$$

Все обозначения и расчётные предпосылки приводились в п. 3.4.

- Элементы жёсткой арматуры в виде пространственных каркасов. Чаще всего такие каркасы образуют своеобразную «юбку» вокруг колонны с разветвленной системой вертикальных элементов из стального листа или проката. Такие системы встречаются начиная с середины 50-х годов XX века. Например, рис. 5 и частично на рис. 8 прил. 1. Современное решение представлено на рис. 4 прил. 1. Единую

формулу для таких систем вывести невозможно, поскольку конструкции могут кардинально отличаться друг от друга. Характерной особенностью в таких случаях является введение в расчёт прочности сварных швов на сдвигающие усилия (параллельные катету шва). Также, практически во всех случаях в основании системы лежит толстый стальной лист, непосредственно опирающийся на колонну. Продольное армирование колонны проходит через него насквозь через специальные отверстия, как это видно по рис. 4 прил. 1.

Теперь перейдём к рассмотрению возможных решений по вспомогательным направлениям. Требования к несущей способности таких элементов ниже. Наиболее удачными вариантами являются:

- Единичные или сгруппированные вертикальные стержни. Наиболее удачными представляются конструкции при монтаже которых тяжело нарушить проектное вертикальное положение элементов. Такие варианты изображены на рис. 2.3 и рис.9 прил. 1. Такие элементы не обладают такой большой несущей способностью, как жесткая арматура, поэтому в расчётную зависимость дополнительное продольное армирование приопорного узла включать не будем:

$$F_{uw}^j = 0,8 \cdot \sum_i (R_{sw} \cdot A_{sw}) \quad (4.3).$$

Все обозначения и расчётные предпосылки можно найти в п. 3.4. Отличительной чертой таких систем является то, что их несущую способность по длине группы элементов можно легко изменять путём варьирования количества стержней и их диаметра. Тем самым появляется возможность подогнать эпюру материалов на расчётном направлении под форму эпюры некомпенсированных сил.

Также возможна установка отдельных вертикальных стержней. Расчёт их вклада в общую несущую способность в общую несущую способность узла стыка колонны и перекрытия рассчитывается также по формуле (4.3)

5. Экономические вопросы расчёта и конструирования

В данной главе будут рассмотрены вопросы экономической оценки эффективности решений по конструированию распределительных систем в монолитных бескапитальных перекрытиях. Будет дана количественная оценка увеличения стоимости каркаса здания из-за перерасхода стали в распределительных системах.

В качестве здания для проведения исследований в данной главе будет рассмотрен каркас, подробно описанный в п. 3.5. Он имеет общие габариты 35×25×14,1 м. Шаги колонн - 5×7 м. Условно будем считать, что стоимость бетона колонн и перекрытия одинакова. Одинаковой будем считать и стоимость 1 т. арматурных каркасов и изделий.

5.1 Стоимостные показатели каркаса здания

Вопрос экономики железобетонных конструкций сейчас, несомненно, является чрезвычайно актуальным. Это связано с достаточно большим процентом зданий, возводимых из железобетона, в том числе монолитного, в настоящее время с одной стороны, и с дефицитом инвестиционных ресурсов.

При рассмотрении железобетонных каркасов зданий чаще всего (см. [31]) в качестве показателей стоимости используют трудоёмкость и/или материалоемкость. В данной работе будем рассматривать экономичность конструкций с точки зрения второго показателя. Материалоемкость железобетона состоит из расхода стали и бетона. Её можно рассматривать также и как отношение расхода на единицу полезной или общей площади.

В рассматриваемом каркасе здания переменной при расчёте и конструировании является схема армирования плиты. Геометрия бетонных элементов не изменяется. Поэтому, в качестве материалоемкости примем отношение расхода стали на один кубический метр бетона. При изменении конструкции распределительной системы меняется только материалоемкость плиты перекрытия. Армирование колонн при этом не меняется. Значит, при расчёте материалоемкости всего каркаса здания можно пользоваться показателями плиты перекрытия, умноженного на понижающий коэффициент, который учитывает долю бетона и стали плиты во всей коробке. Несложно подсчитать, что для рассмотренного каркаса данный коэффициент будет равен 0,90. В рассматриваемом каркасе находится 108 распределительных систем, в том числе 66 крайних. Условно считаем, что две крайние системы составляют одну, находящуюся в центральной части

каркаса. Также для упрощения вычислений условно принимаем, что армирование распределителей одинаково во всех местах их установки. Таким образом, получим 75 стандартных распределительных систем, таких о которых шла речь в исследовании, проводимых в п.3.5.2.

Металлоемкость плиты перекрытия поделим на две составляющие. Первая из них – сеточное армирование плиты, в том числе приопорное и пролётное. Оно и бетонное сечение плиты в п. 3.4.3 формировало постоянную составляющую эпюры материалов приопорной зоны. Данный показатель можно назначить исходя из опыта проектирования и строительства подобных сооружений. Например, по [30] можно взять 140 кг/м^3 . Помимо этого используется усиление приопорного узла, которое формально не входит в распределительную систему. Не вдаваясь в подробности расчёта, на каждый куб бетона добавим ещё 15 кг/м^3 . Итого получаем, что регулярное армирование плиты имеет расход стали - 155 кг/м^3 .

Вторая составляющая – сама распределительная система, как совокупность конструктивных элементов для восприятия некомпенсированной эпюры поперечных сил. Для расчёта расхода стали в данном случае следует определиться с типом использованной распределительной системы. Для примера возьмём направленную распределительную систему с жёсткой арматурой, подобно той, что изображена на рис. 3 прил. 1.

5.2 Конструирование распределительной системы и экономика

Причиной перерасхода стали при конструировании скрытой капители могут служить два фактора. Во первых могут быть завышены максимальные поперечные усилия приопорной зоны. Оценке этого фактора, возникающего при проведении расчётов посвящён п. 3.7. Во вторых, на величину перерасхода может оказывать влияние завышение габарита некомпенсированной эпюры поперечных сил. Это явление возникает, если при конструировании не учитывать выводы, полученные в п. 3.5, и графические отображения характерных зависимостей, изображённые на рис. 3.5. Условно будем считать, что на величину перерасхода стали влияет только второй фактор. При этом считаем, что один из габаритов (меньший) эпюры материалов остаётся неизменным, когда как больший габарит завышается. То есть фактически завышается коэффициент α введенный в п.3.5. Он отражает отношение габаритов (максимального к минимальному) эпюры материалов распределителя. Зададимся шагом превышения максимального габарита: пусть это будет 10, 15 и 20% от рекомендуемого по графикам на рис. 3.5 значения для такого соотношения шагов колонн. Получим ситуацию, изображённую ниже на рис. 5.1.

Далее вычислим приблизительный расход стали в распределительных системах. Она составит с учётом коэффициента понижения, выведенного ранее, $18,5 \text{ кг/м}^3$. С учётом регулярного армирования плиты, в идеальном случае получаем расход стали $173,5 \text{ кг/м}^3$. При повышении расхода стали в распределителях на 10% расход стали составит $175,35 \text{ кг/м}^3$ (или больше на 1,07%); повышая на 15% - получим $176,28 \text{ кг/м}^3$ (или больше на 1,60%); повышая на 20% - получим $177,20 \text{ кг/м}^3$ (или больше на 2,13%). Отообразим это на графике. Для этого введём дополнительную систему координат. По одной оси (абсцисс) будем откладывать повышение коэффициента отношения главных осей некомпенсированной эпюры поперечных сил, по другой – увеличение металлоёмкости каркаса здания в % от базового значения. На рис. 5.1 эти координаты отображаются красным цветом. Как видно из графика найденная зависимость имеет характер, близкий к линейному (насколько об этом можно судить по трём точкам). Аналогичные зависимости можно получить и для других расчетных точек графика на рис. 3.5. Такая задача в данной работе не ставилась.

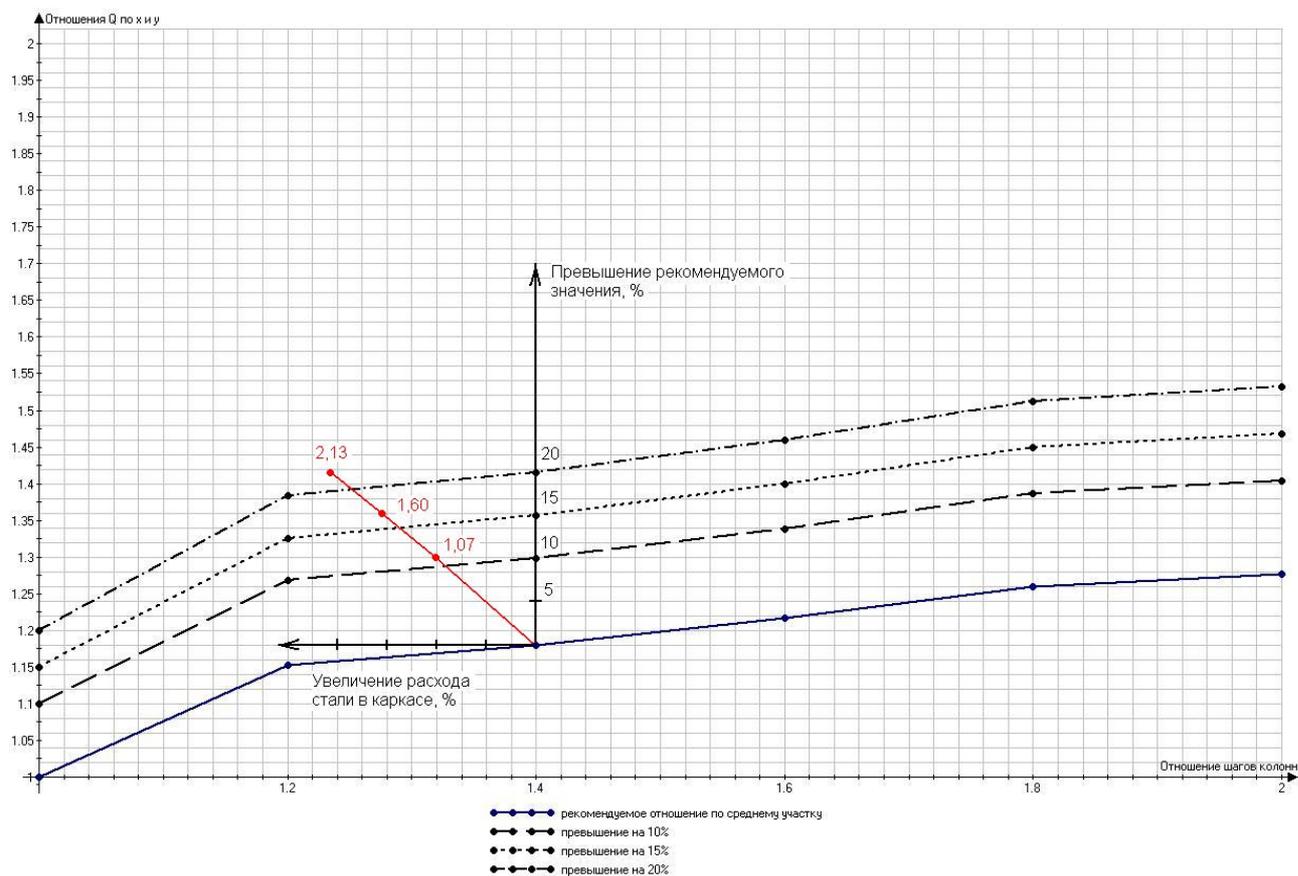


Рис. 5.1 Влияние перерасхода арматуры в распределительных системах каркаса на общую металлоёмкость

В натуральном выражении при полном объеме каркаса 700 м^3 в случае превышения расчетного показателя на 20% потребуется дополнительно 2600 кг прокатной стали. При стоимости 1 тонны летом 2006 года арматуры 17-19 тыс. руб. это составит около 50000 руб. В процентном отношении от стоимости материалов коробки это составит около 2% (стоимость материалов взята как 3360 тыс. руб).

Безусловно, такой результат можно было бы признать не очень значительным, если бы не существовали другие факторы, ведущие к перерасходу стали в каркасе здания. Например, по предварительной оценке завышение граничной поперечной силы при расчёте на 25% приведёт к тому, что при конструировании будет подобрана распределительная система, которая повысит расход стали в каркасе ещё на 5-8%. Таким образом, при учёте всех факторов можно говорить, что использование рекомендаций по расчёту и конструированию распределительных систем позволит избежать до 10% дополнительных затрат на материалы каркаса здания. Для этого всего лишь необходимо учитывать распределение зависимостей на рис. 3.5 и при составлении расчётной схемы использовать подходящий в данном случае способ моделирования стыка колонны и перекрытия.

6. Выводы по проведённой работе

Выводы по проведённой работе можно поделить на две составляющие. Во первых, были проведены серии численных экспериментов, направленных на исследование напряжённого состояния плиты бескапитальной перекрытия в приопорной зоне. На основании данных исследований можно сделать выводы по вопросам напряжённого состояния плиты и влияния на него способов расчёта. Во вторых, все проведённые исследования, а также анализ существующих разработок позволяет сформулировать методику расчёта и конструирования бескапитальных перекрытий.

6.1 Выводы по исследованию напряжённого состояния плиты

При проведении исследований напряжённо-деформированного состояния приопорной зоны безбалочной бескапитальной плиты перекрытия были проведены исследования по следующим направлениям:

- Определение зависимости напряжено-деформированного от геометрических параметров плиты перекрытия. Зависимость устанавливалась в относительных единицах, что позволило снизить влияние погрешности определения и не привязываться к конкретным размерам шагов колонн
- Оценка точности полученной зависимости. Для этого была определена погрешность определения поперечных сил при различных шагах разбиения на конечные элементы. По методу Шварцмана было получено значение относительной погрешности (около 10%)
- Исследование различных способов моделирования узла стыка колонны и перекрытия при расчёте в программах использующих метод конечных элементов. Проведён сравнительный анализ возможных вариантов

Для обоснования методики расчёта и конструирования бескапитальных перекрытий потребовалось разработать модель деформирования приопорного узла плиты. Также предложен способ оценки влияния конструкторских решений на экономические показатели каркаса здания.

Исходя из проведённых исследований по напряжённому-деформированному состоянию плиты бескапитального перекрытия можно сделать следующие выводы:

- При увеличении отношения шагов колонн отношение главных осей эпюры поперечных сил приопорной зоны меняется неравномерно в зависимости от степени удалённости контрольной точки от оси колонны. Так, отношение главных осей по минимальным значениям растёт практически пропорционально. Но чем ближе мы будем приближаться к грани колонны тем более непропорциональной становится эта зависимость. Это хорошо прослеживается по графикам на рис. 3.5. Одним из параметров по которому подбирается распределительная система является габарит некомпенсированной эпюры поперечных сил. Отслеживая отношения главных осей этой эпюры можно сделать вывод, что изменение её формы «отстаёт» от изменения соотношения шагов колонн. Это необходимо учитывать при конструировании. Фактически это будет означать, что при соотношении шагов колонн $1 / 2$ отношение главных осей эпюры материалов распределительной системы должно быть меньше (исходя из графика на рис. 3.5 – $1 / 1,25$)
- Влияние совмещения в одном конструктивном узле разноразмерных элементов (стержней и плиты) влияет на точность определения поперечных сил в пределах 6,5% по граневой силе и 11,2% по габаритам некомпенсированной зоны
- При построении расчётной модели в программах конечно-элементного анализа требуется учитывать наличие элементов высокой жёсткости. Как показали исследования наличие таких элементов в расчётной модели может существенно влиять на величину граневой силы. Если не учитывать установку в узле жёсткой арматуры, то распределительная система будет подобрана по завышенным поперечным силам, что приведёт к перерасходу стали в каркасе здания
- Практически во всех исследованиях используется сравнительный анализ или берутся отношения необходимых величин. Оперировать с абсолютными значениями практически невозможно без проведения дополнительной проверки. Выводы на основе абсолютных величин могут носить частный характер из-за непредсказуемого поведения погрешности при определении поперечных сил методом перемещений. Проверка абсолютных значений является перспективной задачей, в данной работе она не решалась

6.2 Алгоритм расчёта и конструирования бескапитальных перекрытий

Предлагаемая методика расчёта и конструирования базируется на результатах проведённых исследований и состоит из последовательности следующих действий:

- Определяется напряжённому-деформированное состояние плиты перекрытия в составе каркаса здания. При этом узлы стыка колонны и перекрытия моделируются по стандартному решению SCAD;
- Выполняется подбор продольного армирования, воспринимающего изгибающие моменты плиты;
- Определяется постоянная составляющая эпюры материалов (на восприятие поперечных сил) приопорной зоны перекрытия;

- Строятся эпюра поперечных сил в направлении большего шага колон каркаса (до середины пролёта);
- По графику на рис. 3.5 устанавливаются габариты некомпенсированной эпюры поперечной силы;
- По соотношению шагов колонн устанавливается количество расчётных направлений
- По имеющимся данным распределения поперечной силы в выбранных направлениях подбираются конструктивные элементы распределительной системы. Подбор ведётся по граничной силе;
- Собирается суммарная несущая способность узла. Она сопоставляется с усилиями продавливания (см. условие (3.1));
- При необходимости проводится корректировка элементов системы. Об этом см. в п. 4.1. При наличии жёсткой арматуры рекомендуется пересчитать плиту, введя в расчётную схему жёсткие вставки и также провести корректировочный расчёт подобранных элементов распределительной системы.

7. Заключение

В настоящее время в России по технологии монолитного бетонирования возводится по разным оценкам до 65% всех новых зданий. И практически в каждом здании, возведённом по такой технологии, встречаются элементы монолитного безбалочного бескапитального перекрытия. В последние годы в Петербурге сдавалось до крупных 12 новых зданий, каркас которых полностью базировался на этом типе перекрытий. Возросшая его популярность объясняется многими причинами. Можно говорить о том, что в современных условиях практически для каждого участника процесса строительства, от заказчика-инвестора до конечного покупателя, такая конструкция является выгодным решением, имеющим много преимуществ перед возможными альтернативами. Особенно часто такая конструкция применяется при строительстве различных общественных зданий: бизнес центров, развлекательных и торговых центров.

И естественно, что инженеры-проектировщики достаточно часто сталкиваются с расчётом и конструированием безбалочных бескапитальных перекрытий. Особую сложность в такой конструкции представляет стык колонны и перекрытия. Затруднения возникают как при расчете перекрытия, так и при обеспечении экономической эффективности проектного решения, поскольку большой расход арматуры в таких перекрытиях всегда являлся проблемой. Оценка удорожания перекрытия из-за повышения расхода арматуры при применении тех или иных схем усиления узла стыка колонны и перекрытия на практике не производится. Поскольку практически отсутствуют методики по проектированию этих элементов, выбирая из числа возможных технически грамотное решение по конструкции этого узла, инженер не всегда выбирал экономически наиболее удачное,

Научная проблема заключается в отсутствии методик расчёта плиты перекрытия на продавливание в месте сопряжения с колонной. Мы выделили два вида продавливания:

- локальное продавливание под действием продольных сил в колонне (в области сечения колонны вследствие значительной разницы классов бетонов по прочности в перекрытии и колонне).
- нелокальное (разрушение плиты перекрытия под действием перерезывающих сил, возникающих в приопорной зоне).

Решение задачи о нелокальном продавливании является ключевым, поскольку практически всегда оно несёт в себе и решение проблемы в целом.

Основное мероприятие, необходимое для обеспечения прочности - установка дополнительной поперечной арматуры и (или) особого вида закладных деталей, называемых распределительными системами, которые выполняются из прокатного профиля. Именно выбору технико-экономически выгодной схемы армирования и посвящена данная работа.

Теоретические основы сопротивления железобетонных элементов поперечным силам были заложены ещё в 20-х годах прошлого века, такими выдающимися инженерами и исследователями, как Дж. Р. Николсон, Вестергард и Слейтер. В нашей стране первыми инженерами, обратившими внимание на эту проблему были А.А. Гвоздев и В.И. Мурашев. Исключение в 40-х годах из перекрытий капителей только обострило проблему. На протяжении многих лет над этим вопросом трудились такие инженеры и учёные как Н.И. Карпенко, В.Н. Байков, А.С. Залесова, О.А. Рочняк, П.И. Васильев, М. Коллинс, Д. Митчелл,

М. Нэйлсен. Работы в данное время продолжают, в том числе и политехниками, такими как В.В.Беловым, В.В. Лалиным.

Однако в работах перечисленных авторов не содержится решения обозначенной научной проблемы в явном виде. Причиной этого является то, что в связи с развитием современных инженерных инструментов по численному моделированию зданий и их элементов появились новые возможности по анализу взаимодействия элементов рассматриваемого узла, и данная задача в такой форме просто ранее не ставилась.

Целью настоящей работы является разработка методики расчёта и конструирования узла примыкания колонны и перекрытия в монолитном безбалочном бескапитальном перекрытии при оптимизации технико-экономических показателей конструкции.

Методика решения поставленных в работе задач основана на проведении исследования специальной модели. Исследование представляет собой серию численных экспериментов, направленных на установление зависимости распределение перерезывающих сил в зависимости от базовых геометрических параметров плиты. В работе даётся оценка точности метода конечных элементов для определения значений поперечных сил, проводится анализ по возможностям конструирования и моделирования исследуемого узла.

В исследовательской части работы устанавливается упомянутая выше связь геометрии плиты и внутренних усилий, возникающих в ней под нагрузкой. Для этого рассматривается усовершенствованная модель деформирования указанного узла. В работе плиты учитывалось то, что нелокальное продавливание в этой зоне не проходит по схеме чистого среза, тогда как в научно-технической литературе и в СНиП предлагается считать подобные узлы именно по такой схеме. Помимо работы бетона на срез и поперечного армирования, мы учитывали работу продольного армирования, подбираемого для восприятия изгибающих моментов в приопорной зоне. Рассматривалось перекрытие с разным шагом колонн по перпендикулярным осям здания в плане. Найдены зависимости перерезывающей силы приопорной зоны от координат плиты, а затем по ним – зависимость отношения значений главных осей эпюры поперечных сил, не компенсированной несущей способностью бетона и продольным армированием, от отношения шагов колонн в двух направлениях.

Особое внимание уделялось достоверности и оценке точности определения поперечных сил, как второй производной разрешающей функции метода перемещений по координатам, а также оценке погрешности численного моделирования стыка разноразмерных элементов колонны и плиты. Для этого, при помощи усложнённого алгоритма метода Шварцмана, сделана оценка точности приближённых решений, полученных в первой задаче. В качестве дополнительной задачи строилась трёхмерная модель узла стыка. При этом полностью исключается проблема сопряжения разноразмерных элементов. Моделируя граничные условия из исходной двумерной задачи, сделан вывод о локальности влияния такого неблагоприятного фактора в методе конечных элементов, как сопряжение одно и двухразмерных элементов (колонны и плиты перекрытия). Отмечено, что на влияние этого фактора на граневую поперечную силу находится в пределах 6,5%.

Затем, для определения наиболее точного способа моделирования стыка колонны и перекрытия определялось напряжённо-деформированное состояние плиты при различных расчётных схемах. Рассмотрено пять вариантов моделирования при помощи комплекса SCAD, а также один вариант, выполненный в программном комплексе Лира. Сделаны выводы о том, что наиболее предсказуемые результаты по полям перерезывающей силы при использовании конечных элементов с линейной аппроксимацией даёт стандартное решение SCAD. При этом программа автоматически вводит переходную стержневую группу узлов. При использовании жёсткого армирования в приопорной части плиты рекомендуется заменять соответствующие стержни переходной группы на жёсткие вставки.

Во второй части работы проведен анализ и классификация существующих конструктивных решений исследуемого узла, исследовались эпюры материалов типовых элементов распределительных систем. Проведено их сопоставление с эпюрами некомпенсированных поперечных сил, полученными в первой части работы при различных отношениях шагов колонн. Сделаны выводы о причинах перерасхода арматуры при конструировании распределительных систем. Даны рекомендации по решению этой проблемы путём конструирования узла таким образом, чтобы эпюра материалов по форме и размерам максимально приближалась к эпюре поперечных сил приопорной зоны.

На основании проведённых исследований предложена методика расчёта и конструирования узла примыкания колонны и перекрытия в монолитном безбалочном бескапитальном перекрытии. Разработанная методика позволяет избежать дополнительных расходов на материалы каркаса здания в размере до 10% от его полной стоимости.

Полученные результаты позволяют сделать следующие выводы:

1. Установлено, что зависимость габаритов зоны действия перерезывающих сил в приопорной зоне перекрытия, не воспринимаемых ни бетоном, ни продольным армированием от отношения шагов колонн при конечно элементном моделировании, имеет нелинейный характер.

2. Показано, что величина ошибки определения максимальных перерезывающих сил приопорной зоны для одного из рассмотренных случаев по усложнённому алгоритму метода Шварцмана достигает 10%.

3. Показано, что характер влияния стыка разноразмерных элементов (стержней и плит) на характер напряжённого состояния приопорной зоны носит локальный характер в пределах приопорной зоны плиты, но влияет на максимальную граневую поперечную силу приопорной зоны. Это влияние находится в пределах 6,0%. При применении стыкового пучка стержневых элементов конечной жёсткости общая картина напряжённо-деформированного состояния в приопорной зоне плиты искажается незначительно. Намечены пути снижения этого влияния, что повлечёт более точное определение граневых поперечных сил, по которым подбираются конструктивные элементы распределительных систем.

4. Показано, что влияние способа моделирования приопорной зоны конечными элементами может значительно влиять на получаемые значения поперечных сил этой зоны. Наибольшие отклонения от средних результатов, которые достигают двукратных величин, имеет случай, когда при решении с помощью комплекса SCAD на стыке колонны и перекрытия отсутствует переходная стержневая группа элементов. При том же способе моделирования узла стыка комплекс Лира выдаёт решения намного более близкие к стандартному решению SCAD (с особой переходной стержневой группой).

5. Предложен наиболее точный и удобный способ моделирования стыка колонны и перекрытия заключающийся в вводе промежуточной распределительной группы стержней в форме «пучка» с центром в точке сопряжения колонны и перекрытия. Такая группа легко может быть приспособлена к условиям применения различных направленных распределительных систем, в том числе с жёсткой арматурой.

6. Предложена методика расчёта и конструирования приопорной зоны плиты монолитного безбалочного бескапитального перекрытия заключающаяся в подборе распределительной системы исходя из сопоставления некомпенсированной продольным армированием и бетоном части эпюры поперечной силы в приопорной зоне с эпюрами материалов типовых конструктивных решений распределительных систем. Последовательность расчета такова:

- Строится трехмерный график перерезывающих сил для одной из приопорных четвертей плиты;
- Устанавливается значение поперечных сил, воспринимаемыми бетоном плиты и продольным армированием, которое рассчитывается на восприятие изгибающих моментов;
- По трёхмерному графику и постоянной восприятия определяется и анализируется форма некомпенсированной эпюры перерезывающих сил. Проводится подбор конструктивных элементов распределительных систем;
- Проводится конструирование узла и выполняется поверочный расчёт компенсации всей эпюры перерезывающих сил.

7. Методика расчёта и конструирования приопорной зоны плиты внедрена в ПНИПКУ «Венчур» для использования при проектировании зданий и сооружений

8. Методика расчета дает возможность экономической оценки выбранной конструкции приопорной зоны перекрытия. Таким образом, изложенные в работе научно обоснованные технические разработки имеют существенное значение для экономики страны.

Приложения

Приложение 1: Виды распределительных систем

Рис. 1 Закладная деталь распределительной системы (по Л.Л. Кукше)



Рис. 2 Распределительная система в месте установки (по Л.Л. Кукше)

*Приложение 1: Виды распределительных систем
(продолжение)*



Рис. 3 Общий вид арматурного поля (распред. системы по Л.Л. Кукше)



Рис. 4 Вид распределительных систем, распространённых в Подмоскowie и на юге России (автор этого решения остался неизвестен)

*Приложение 1: Виды распределительных систем
(продолжение)*

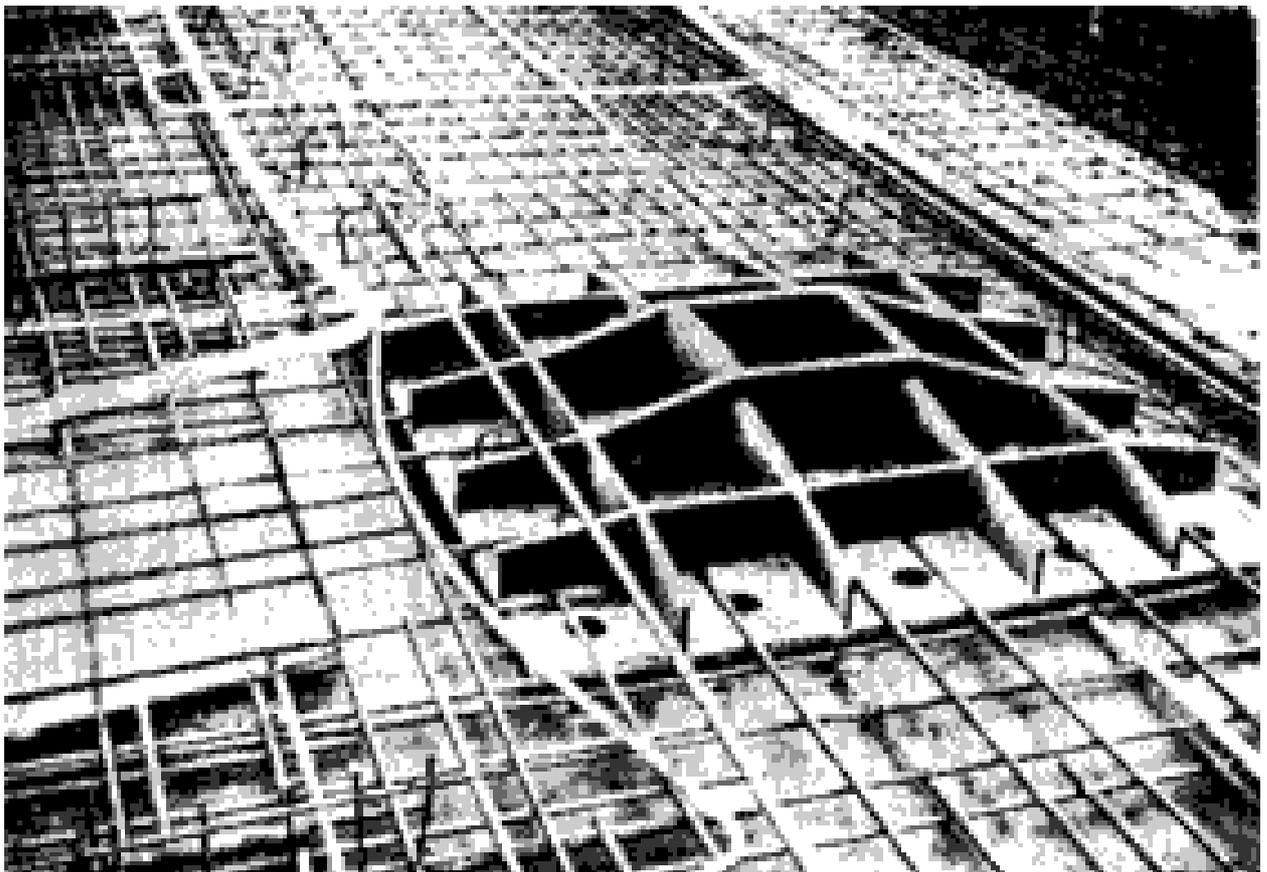


Рис. 5
Закладная деталь в перекрытии гостиницы «Виру», г. Таллин

Приложение 1: Виды распределительных систем
(продолжение)

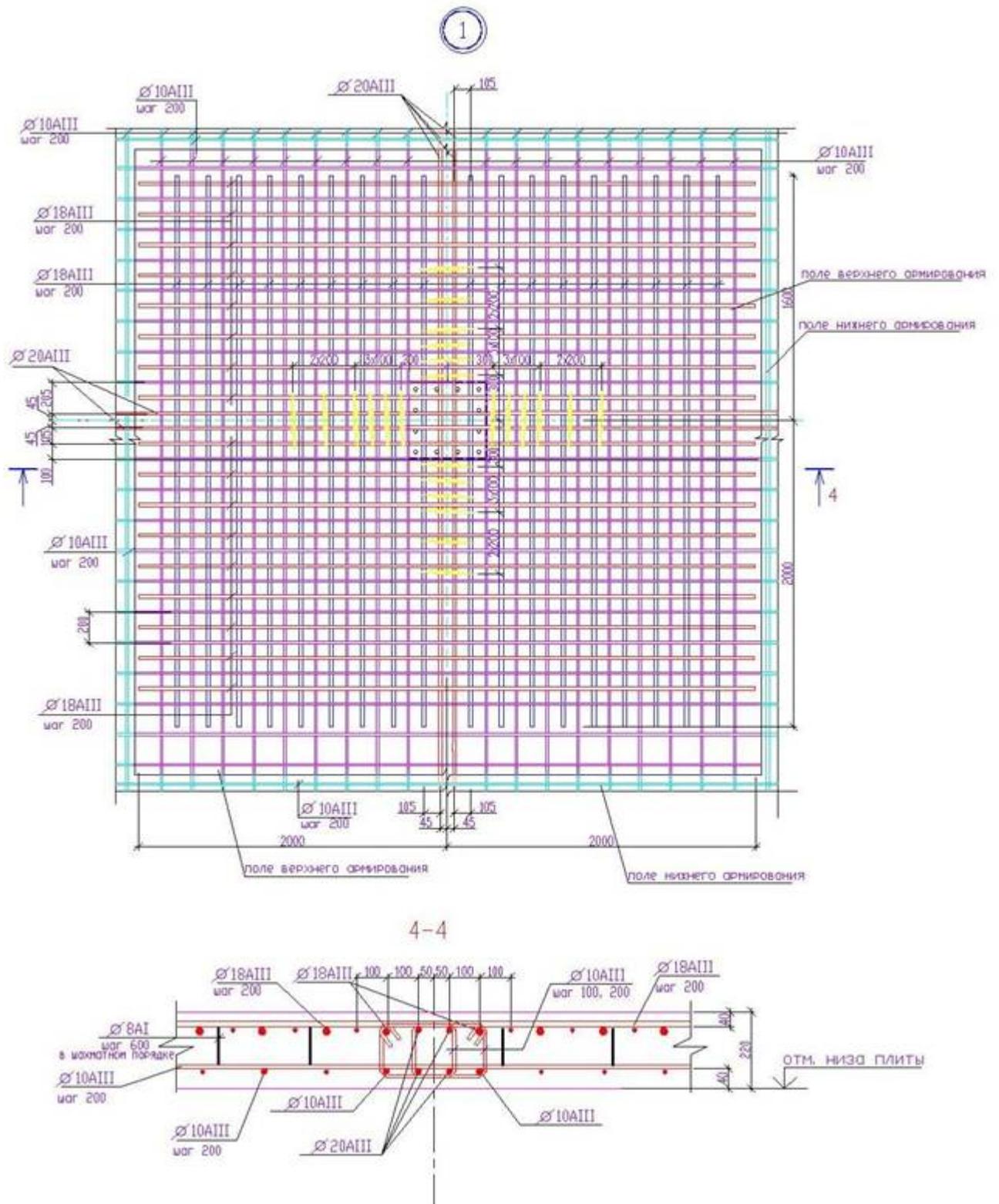


Рис. 6

Широко распространенный вид распределительных систем в виде скрытых балок без жёсткой арматуры

Приложение 1: Виды распределительных систем
(продолжение)

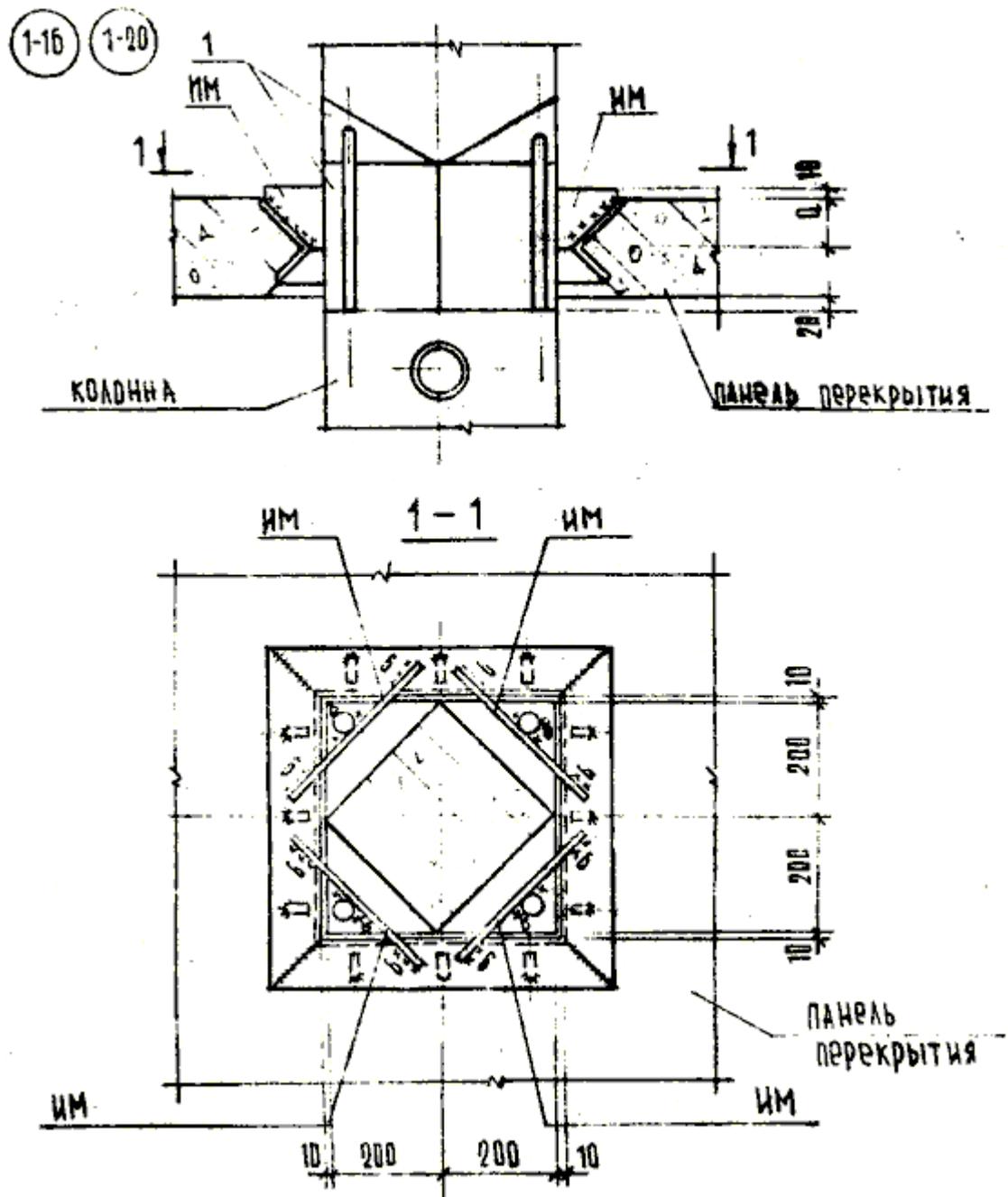


Рис. 8

Закладная деталь в каркасе типа «КУБ-2», начало 60-х, г. Владивосток

Приложение 1: Виды распределительных систем
(продолжение)

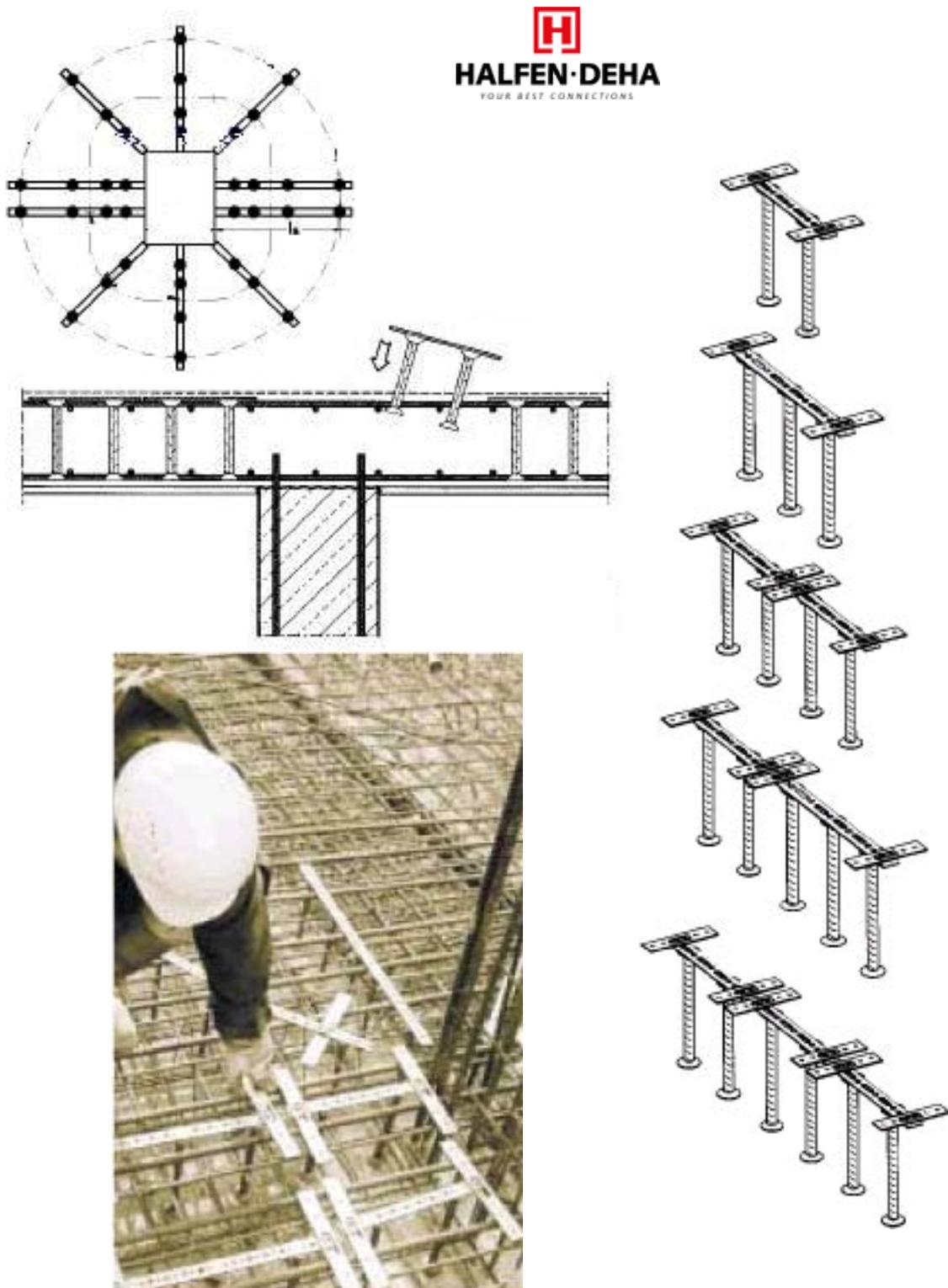


Рис. 9 Распределительная система «HDB» немецкой фирмы «Halfen Deha»

Приложение 1: Виды распределительных систем
(продолжение)

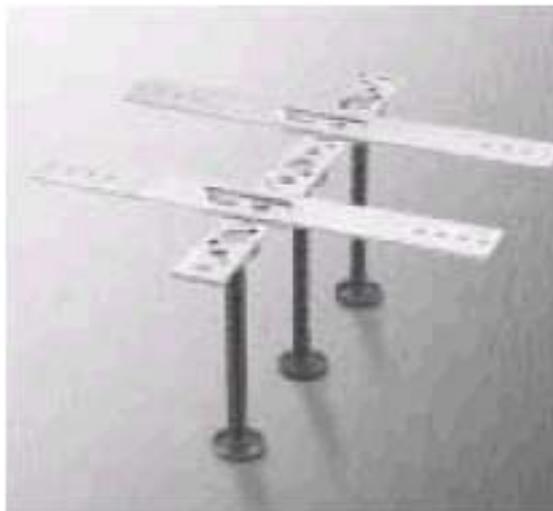
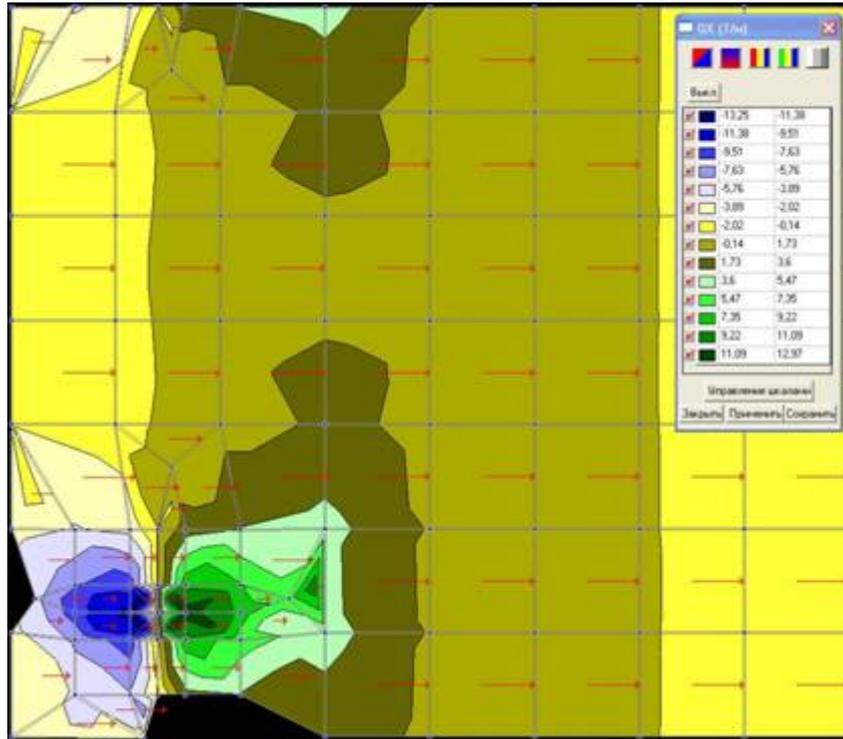
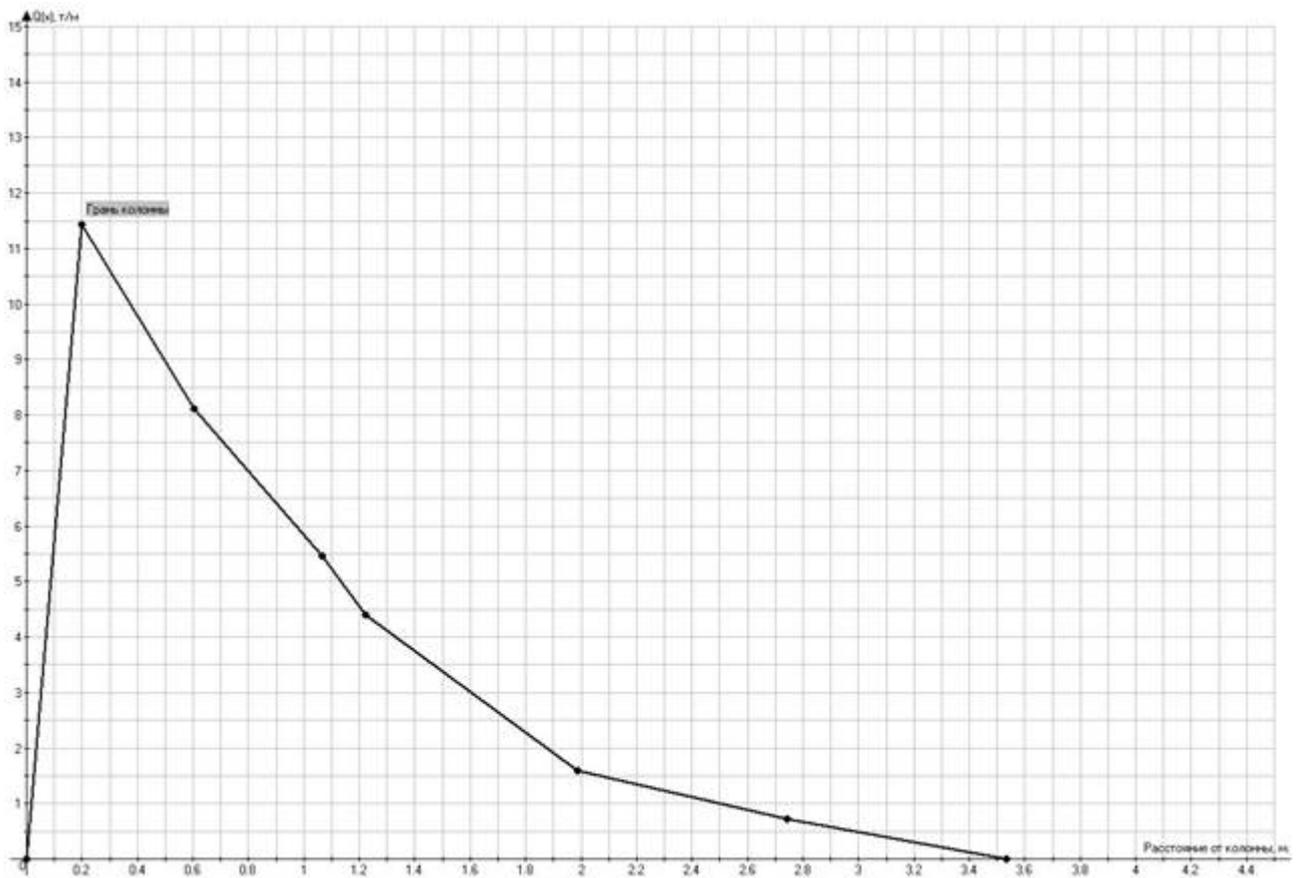


Рис. 10 Система «HDB». Основной элемент

Приложение 2: Расчётная задача №1

Рис. 1 $Q(x)$ припорной зоны по условному направлению №0Рис. 2 Эпюра $Q(x)$ по направлению №0

Приложение 2: Расчётная задача №1 (продолжение)

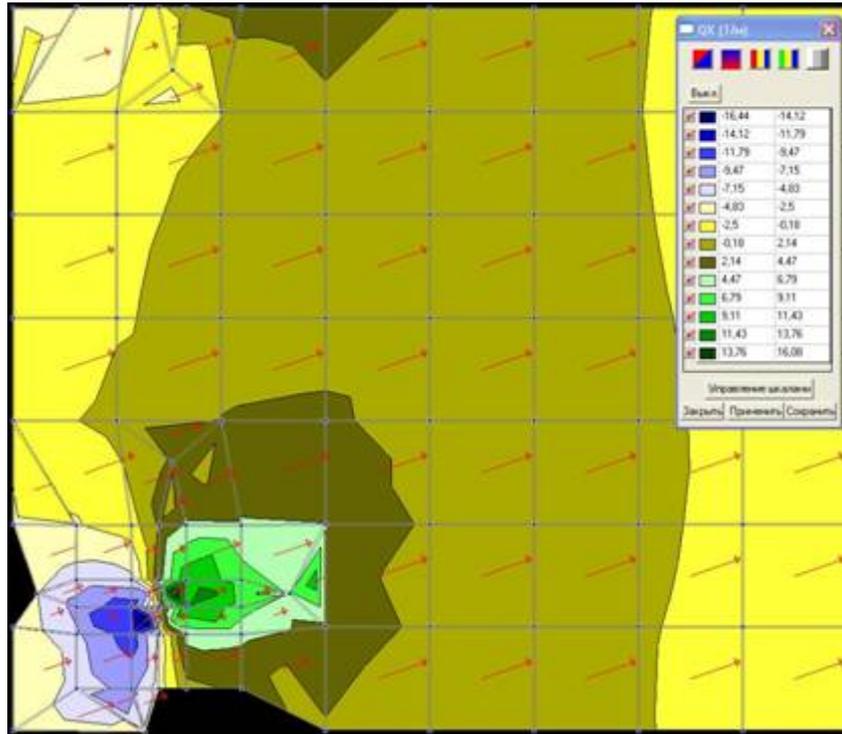


Рис. 3 $Q(x)$ припорной зоны по условному направлению №1

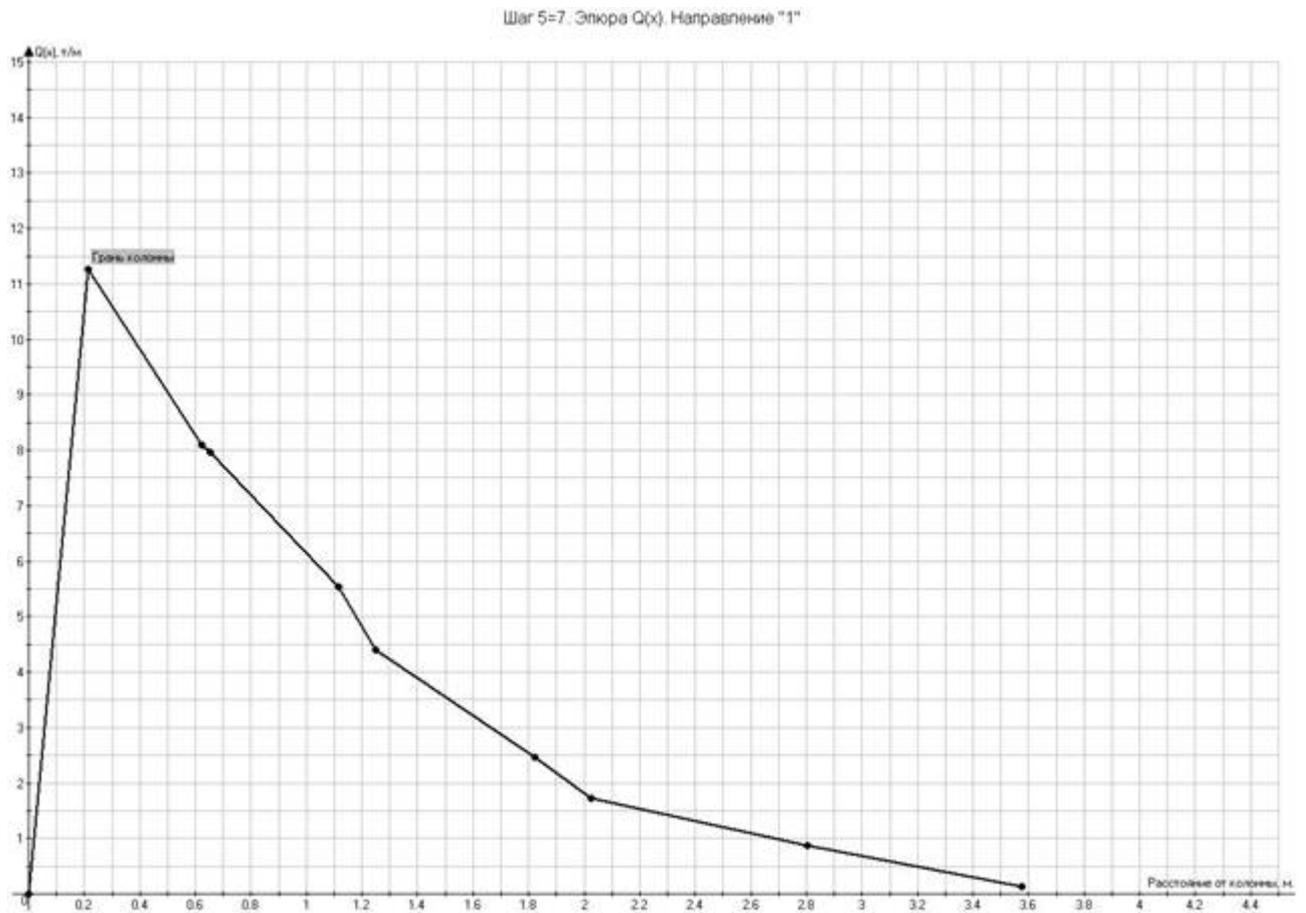


Рис. 4 Эюра $Q(x)$ по направлению №1

Приложение 2: Расчётная задача №1 (продолжение)

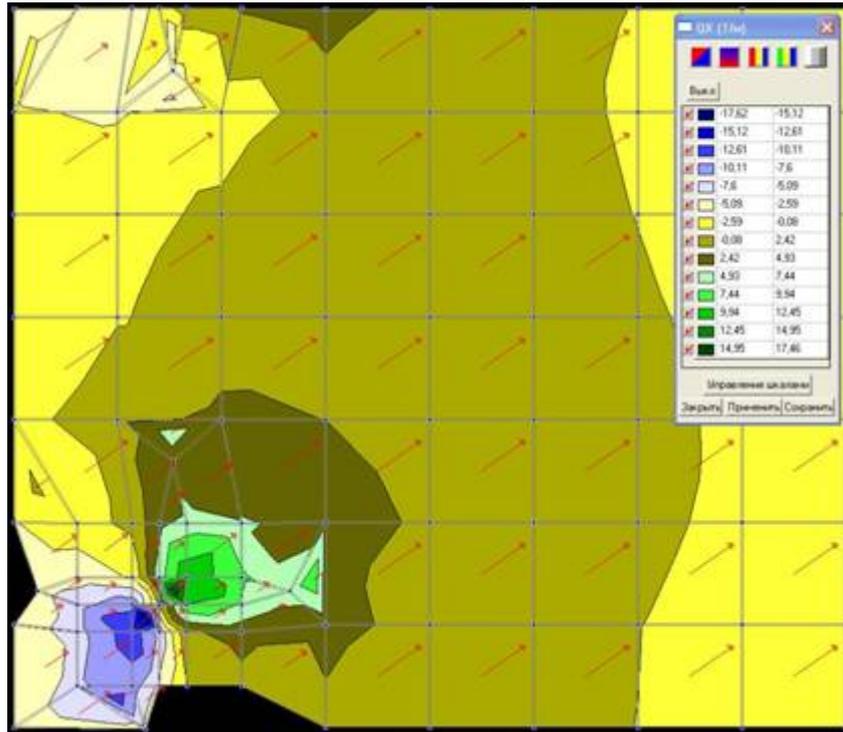


Рис. 5 $Q(x)$ припорной зоны по условному направлению №2

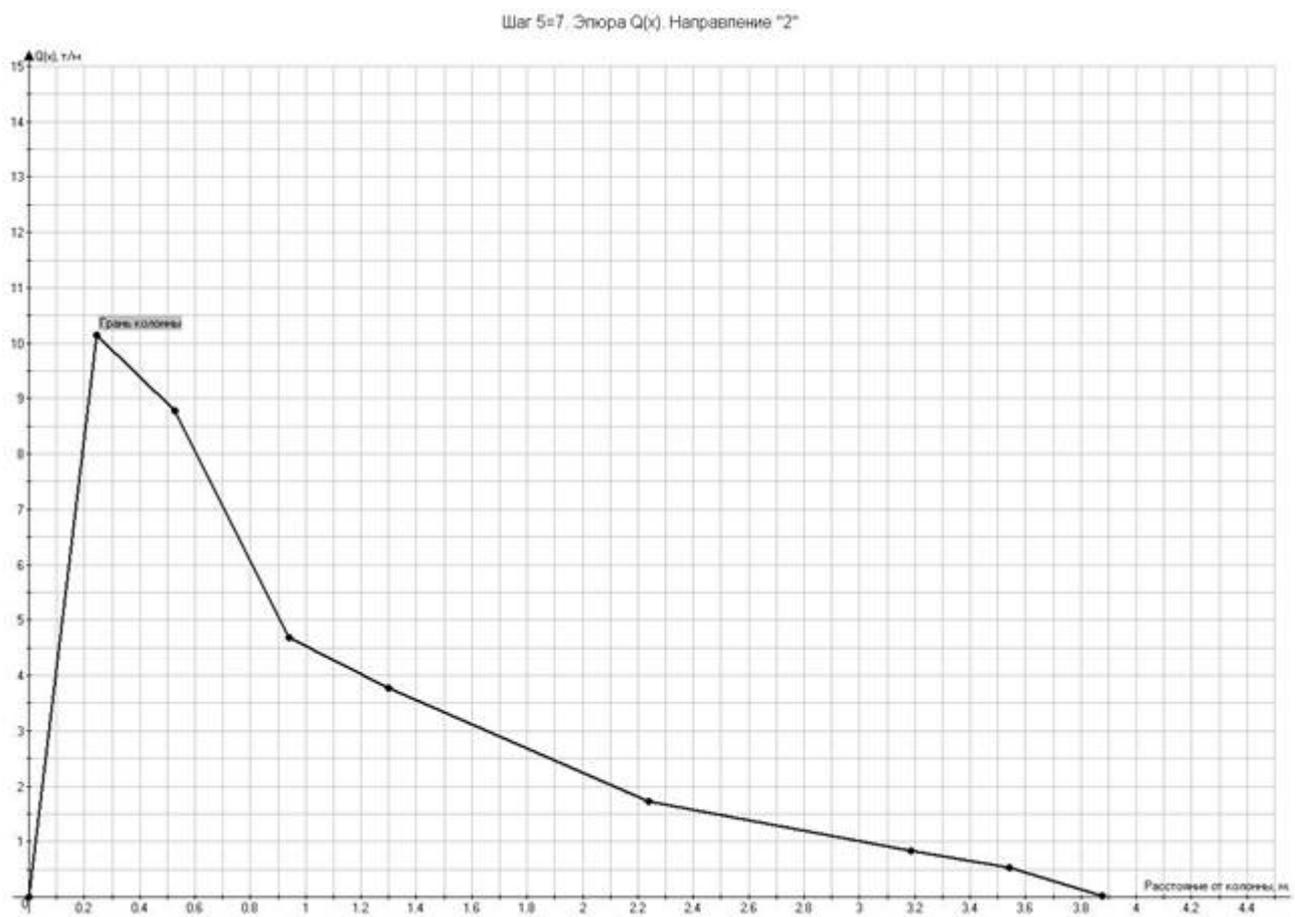


Рис. 6 Эюра $Q(x)$ по направлению №2

Приложение 2: Расчётная задача №1 (продолжение)

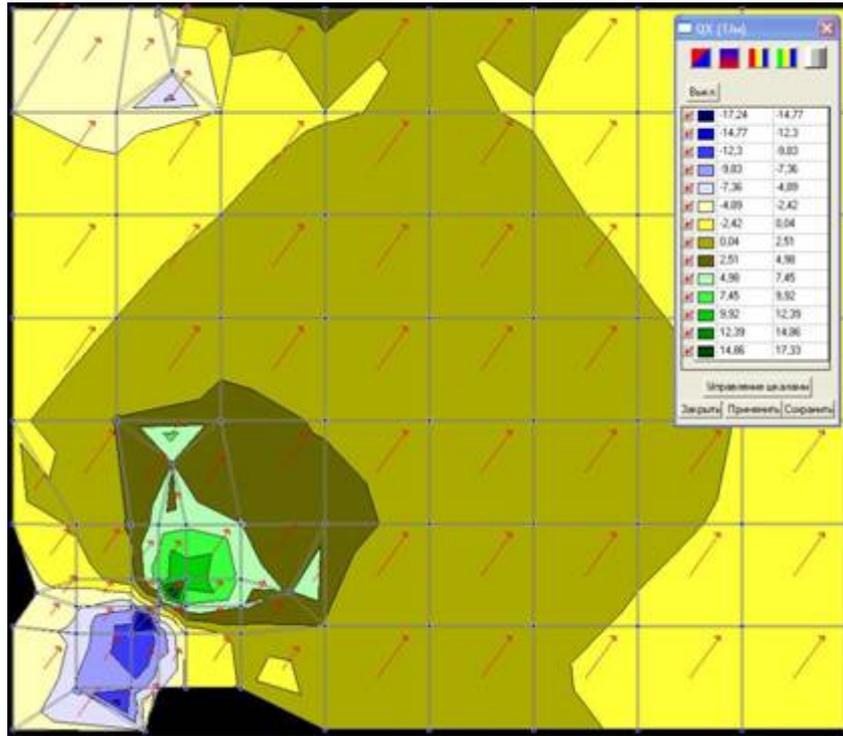


Рис. 7 $Q(x)$ припорной зоны по условному направлению №3

Шаг 5=7. Эпюра $Q(x)$. Направление "3"



рис. 8 Эпюра $Q(x)$ по направлению №3

Приложение 2: Расчётная задача №1 (продолжение)

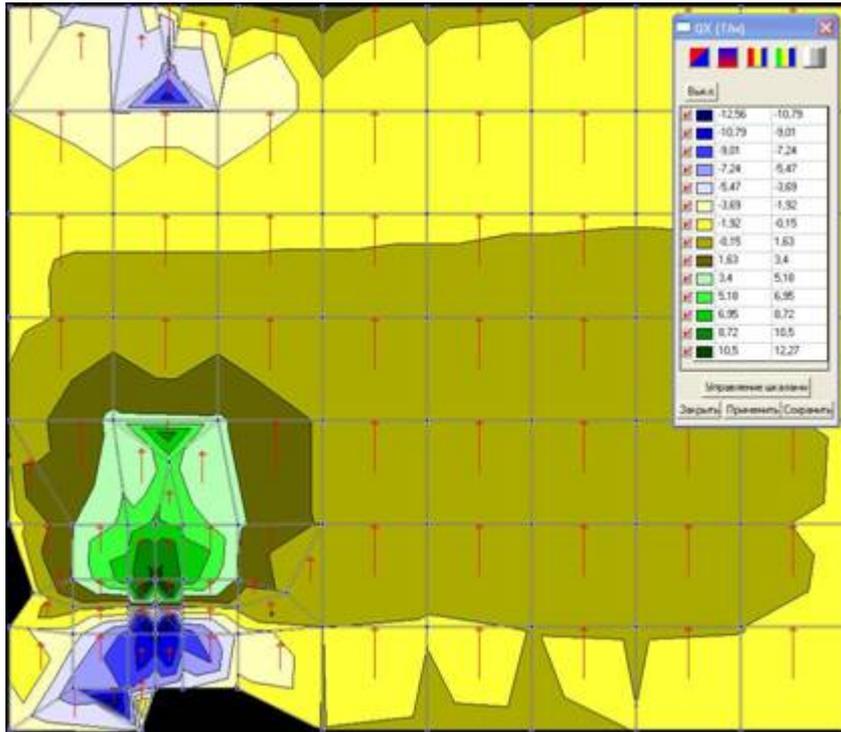


Рис.9 $Q(x)$ при опорной зоне по условному направлению №4

Шаг 5=7. Эпюра $Q(x)$. Направление "4"

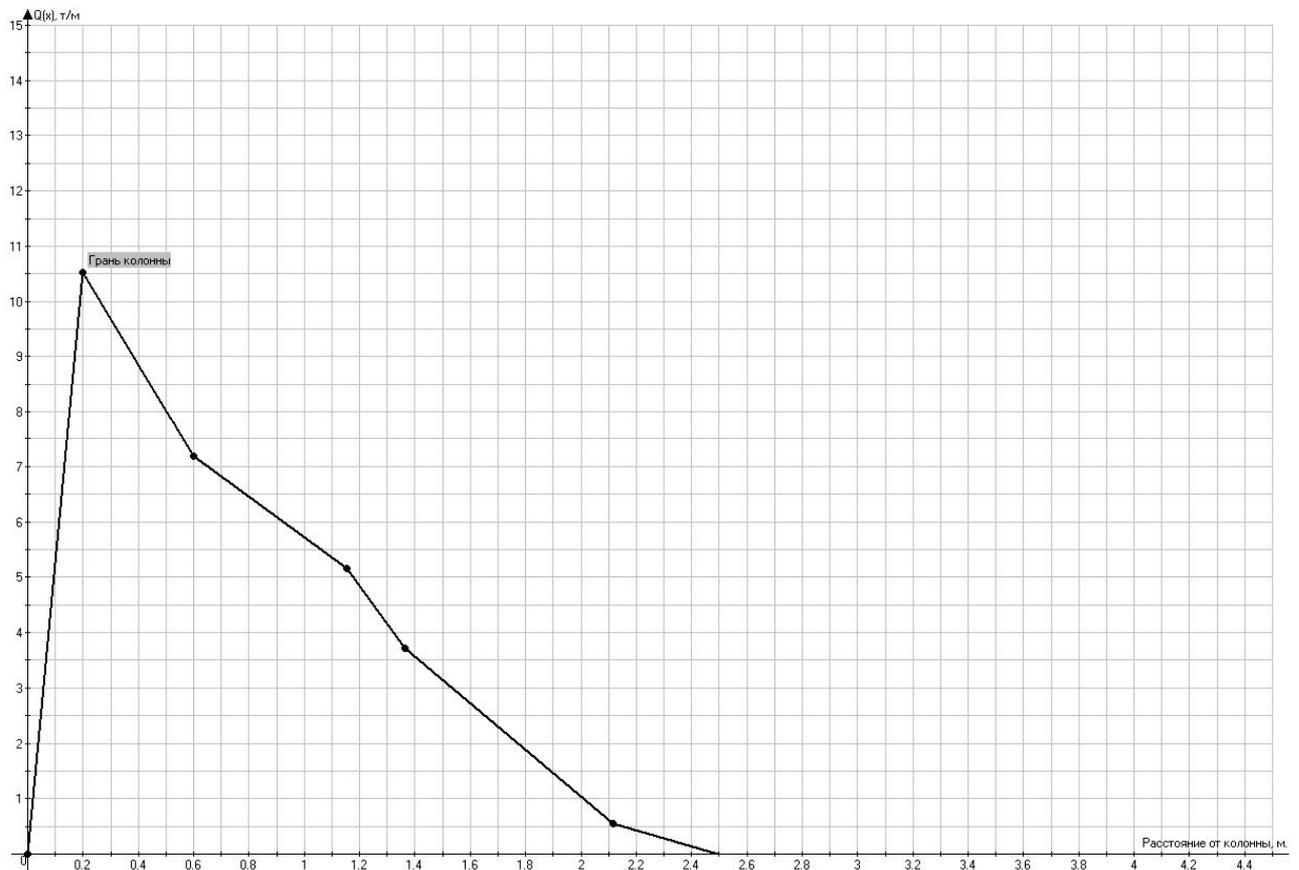


Рис. 10 Эпюра $Q(x)$ по направлению №4

Приложение 2: Расчётная задача №1 (продолжение)

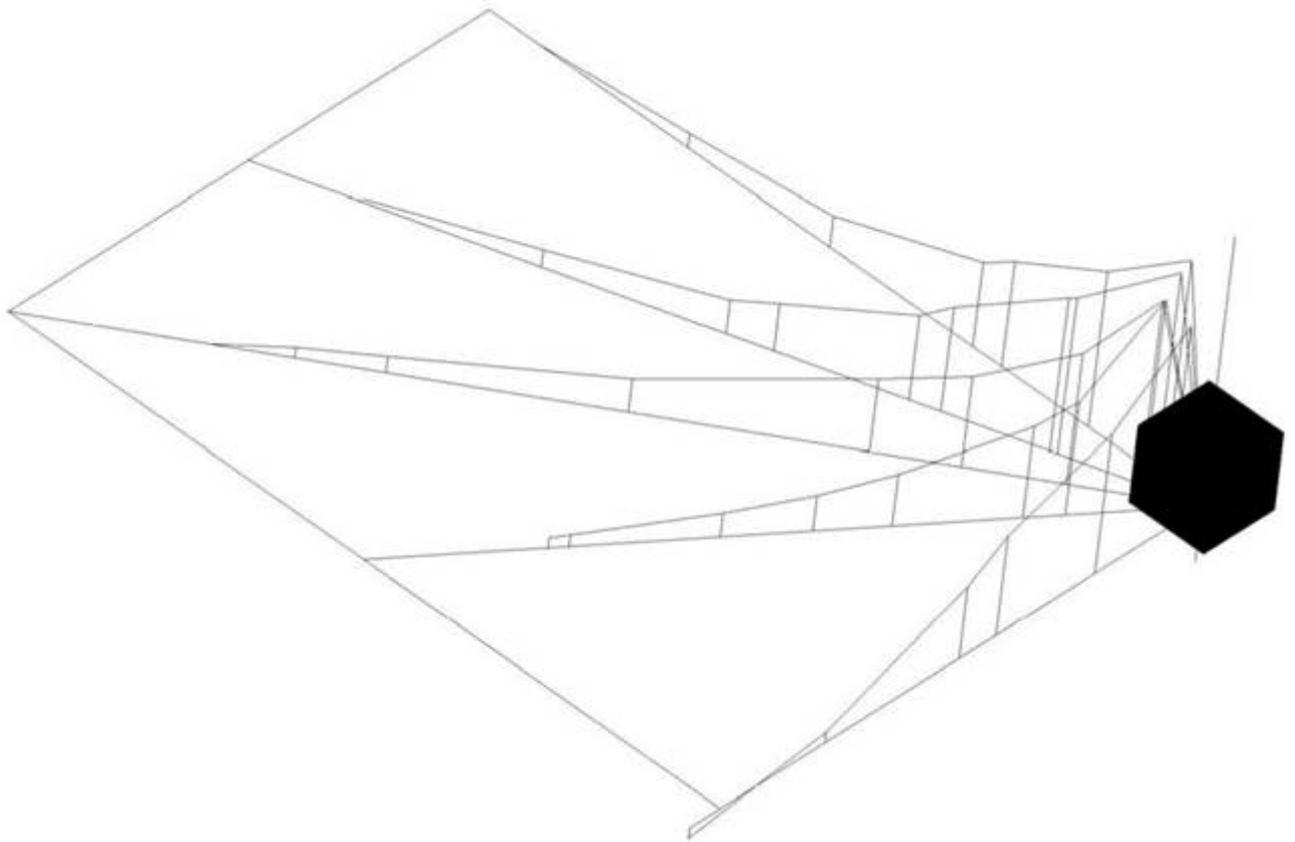


Рис. 11 Вид получаемого трёхмерного графика $Q(x)$ приопорной зоны

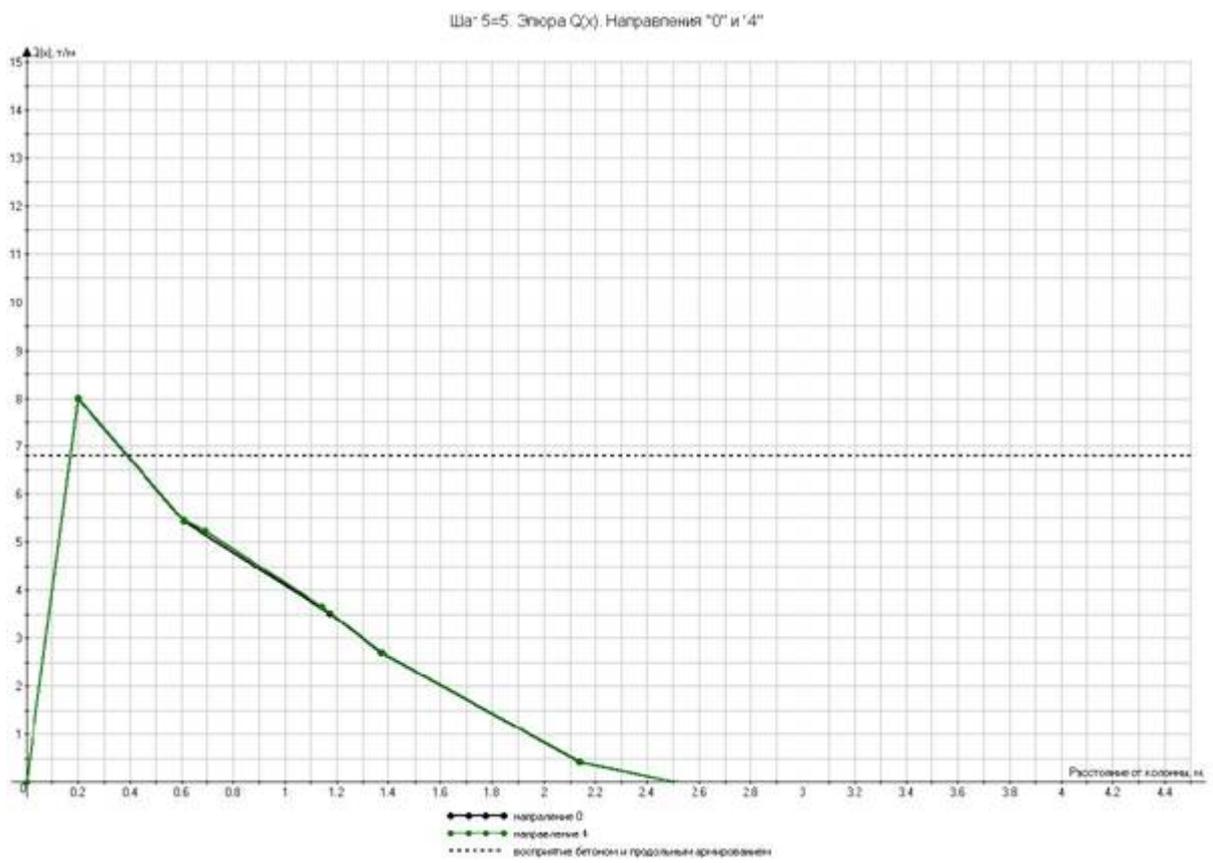


Рис. 12

Приложение 2: Расчётная задача №1 (продолжение)

Шаг 5=6. Эпюра $Q(x)$, Направления "0" и "4"

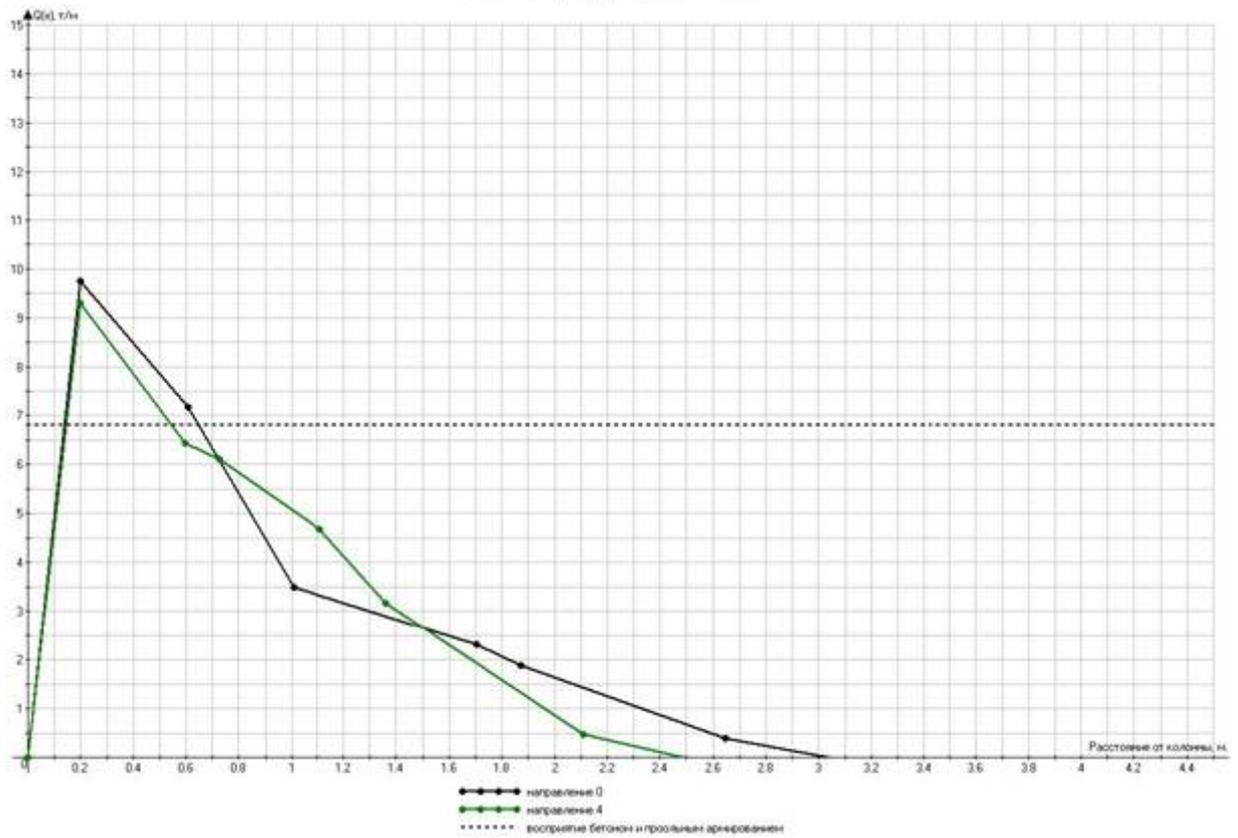


Рис. 13

Шаг 5=7. Эпюра $Q(x)$, Направления "0" и "4"

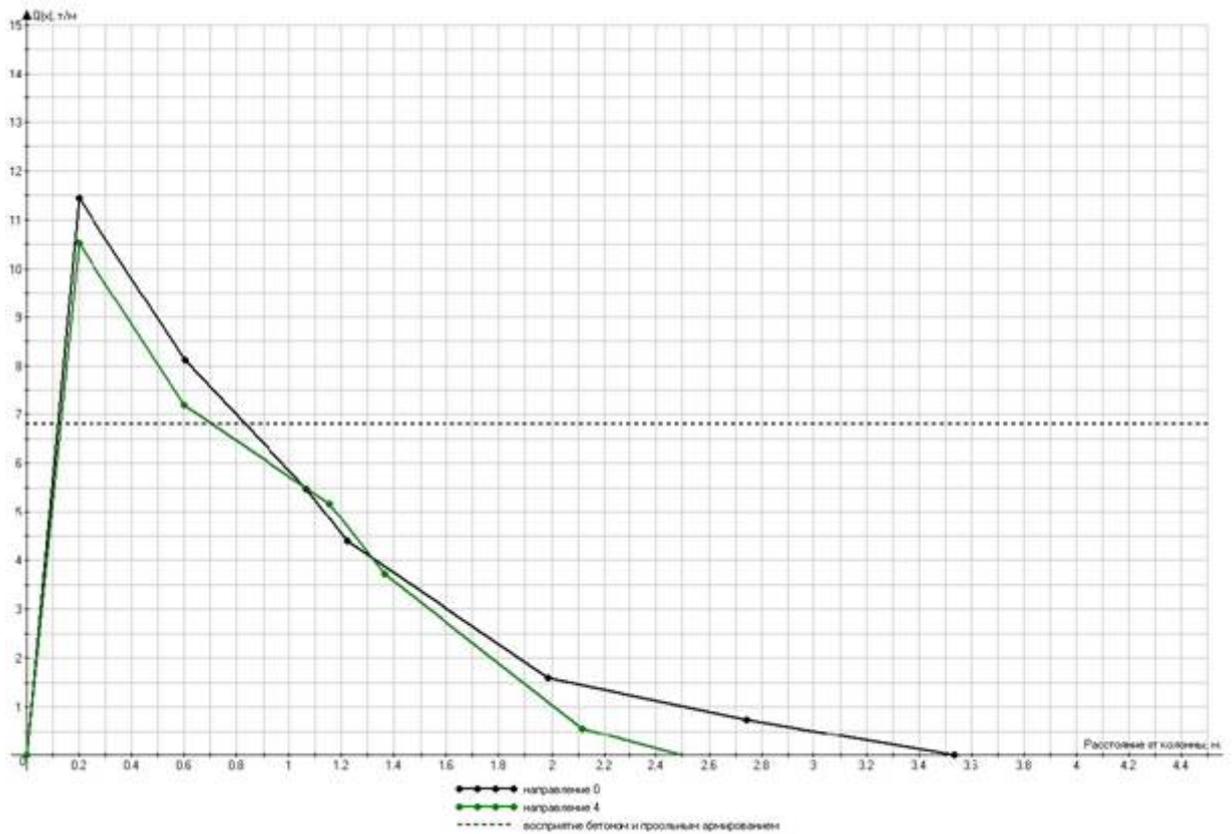


Рис. 14

Приложение 2: Расчётная задача №1 (продолжение)

Шаг 5=8. Эпюра $Q(x)$. Направления "0" и "4"

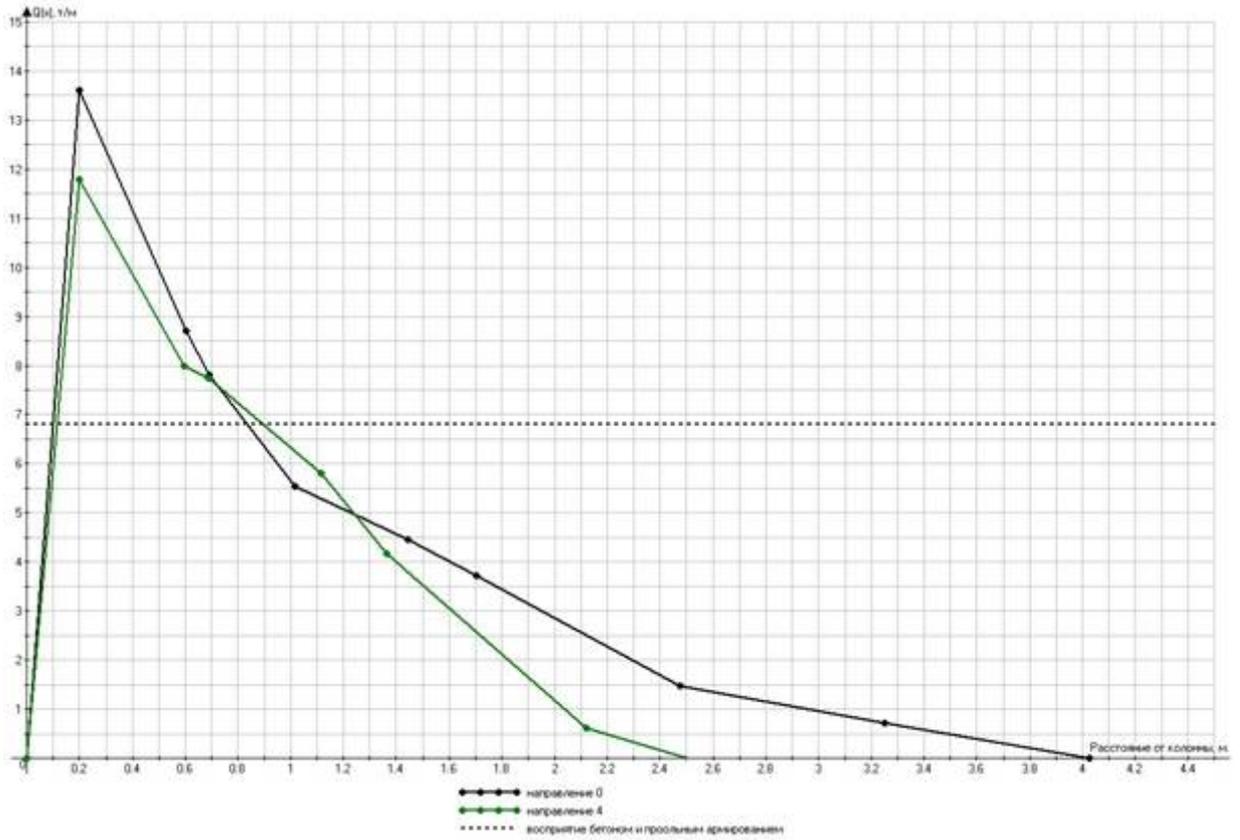


Рис. 15

Шаг 5=9. Эпюра $Q(x)$. Направления "0" и "4"

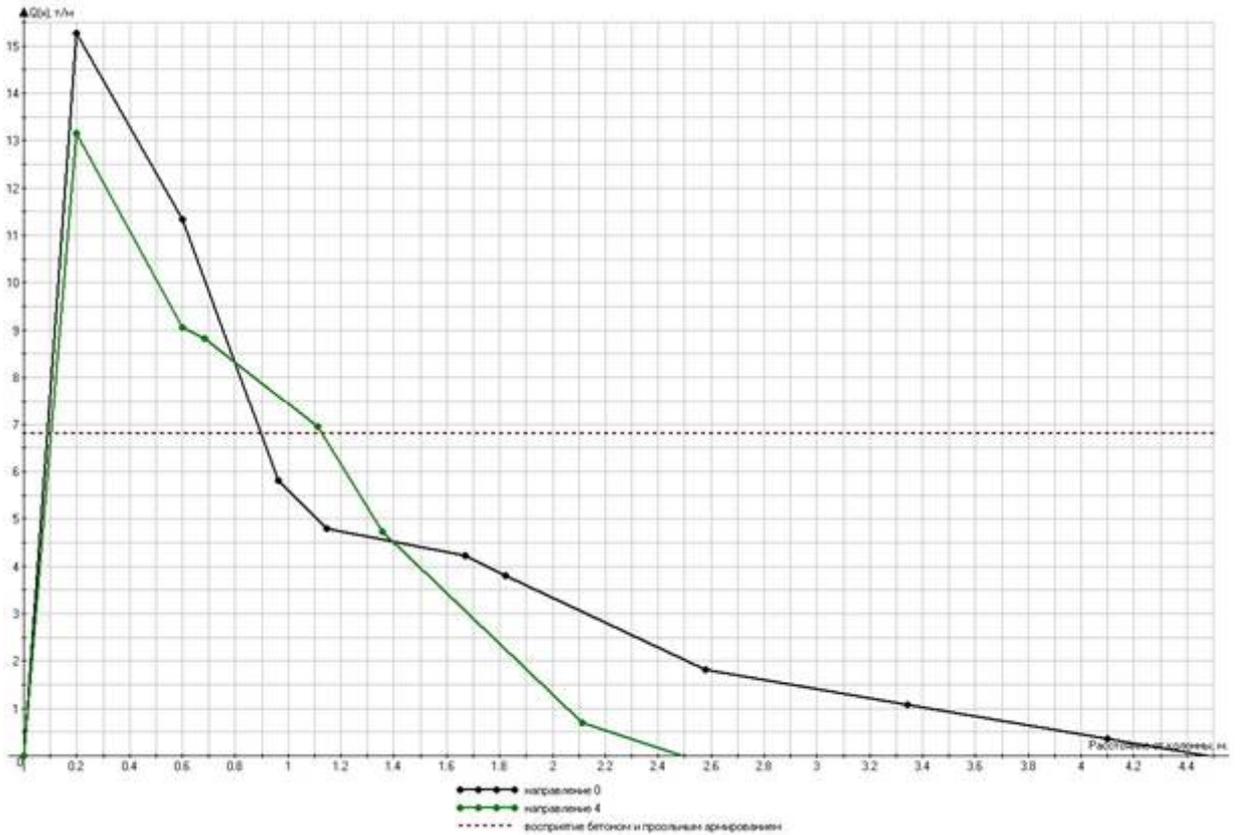


Рис. 16

Приложение 2: Расчётная задача №1 (продолжение)

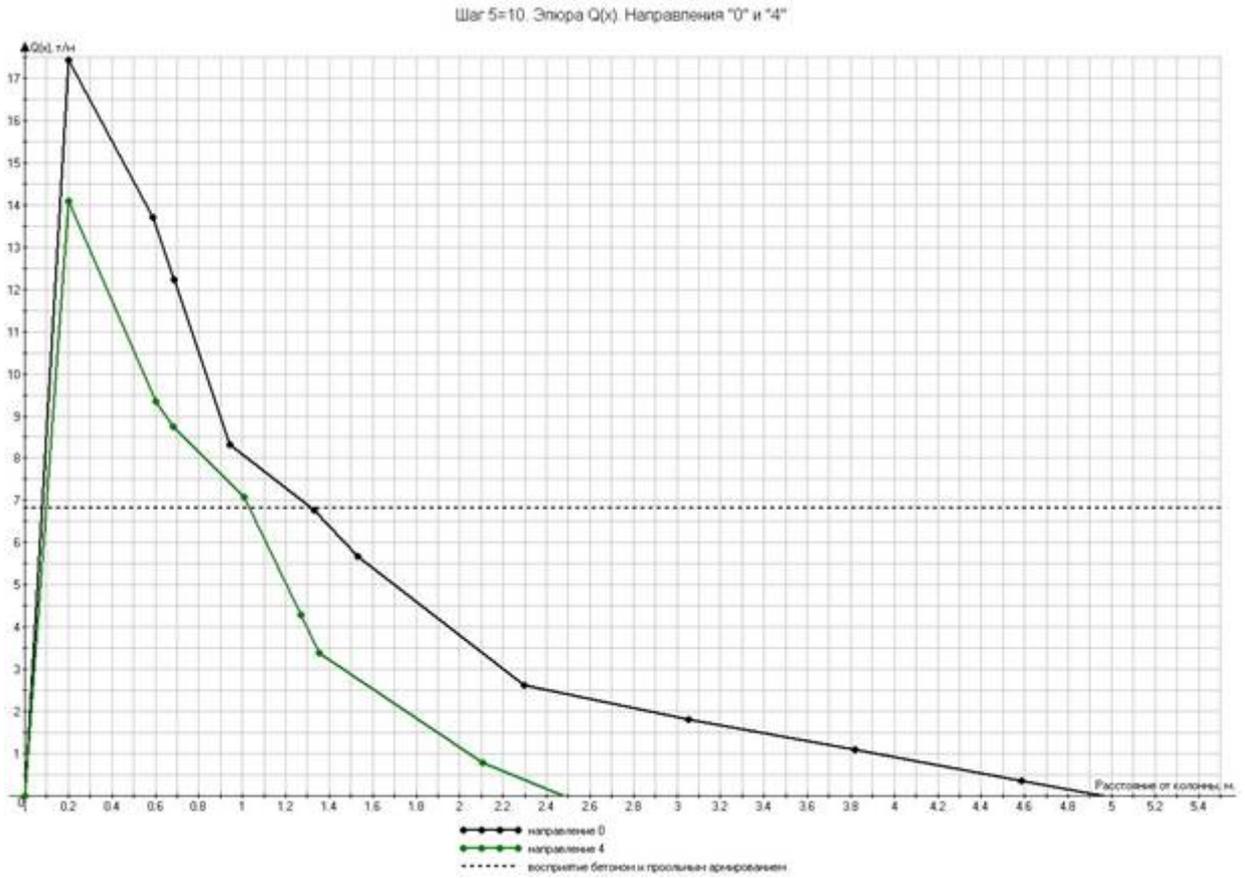
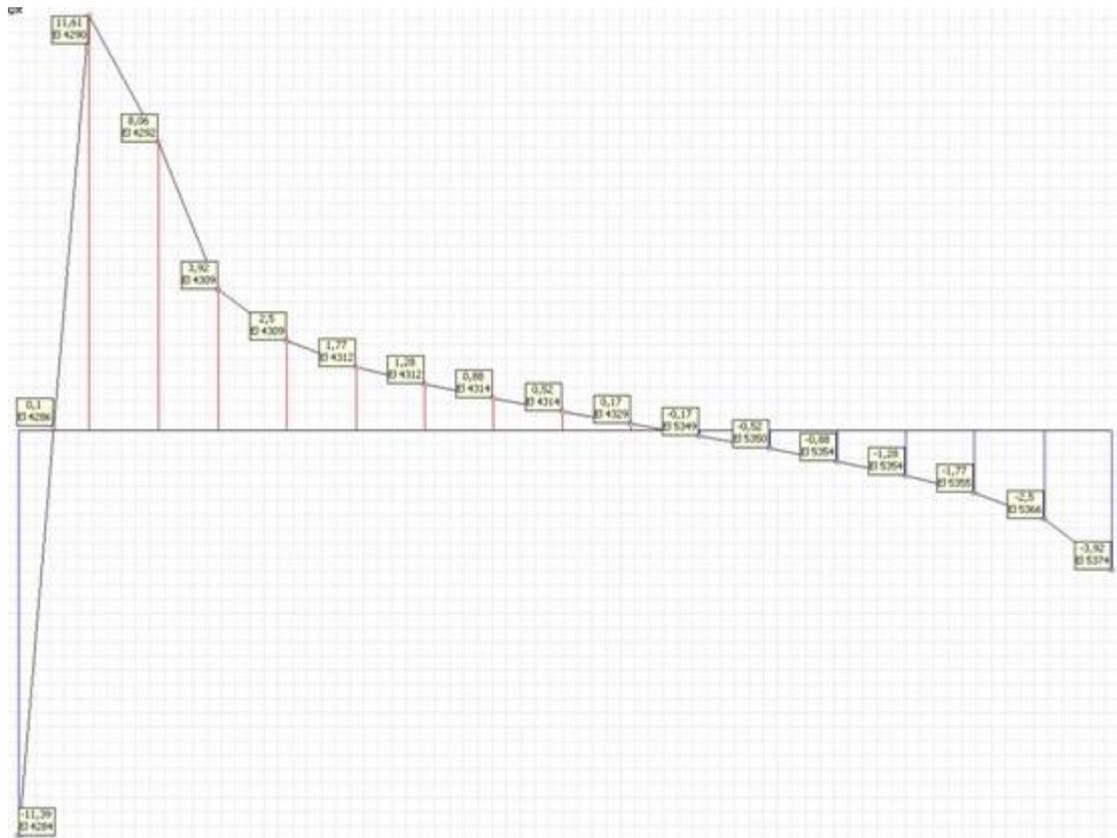
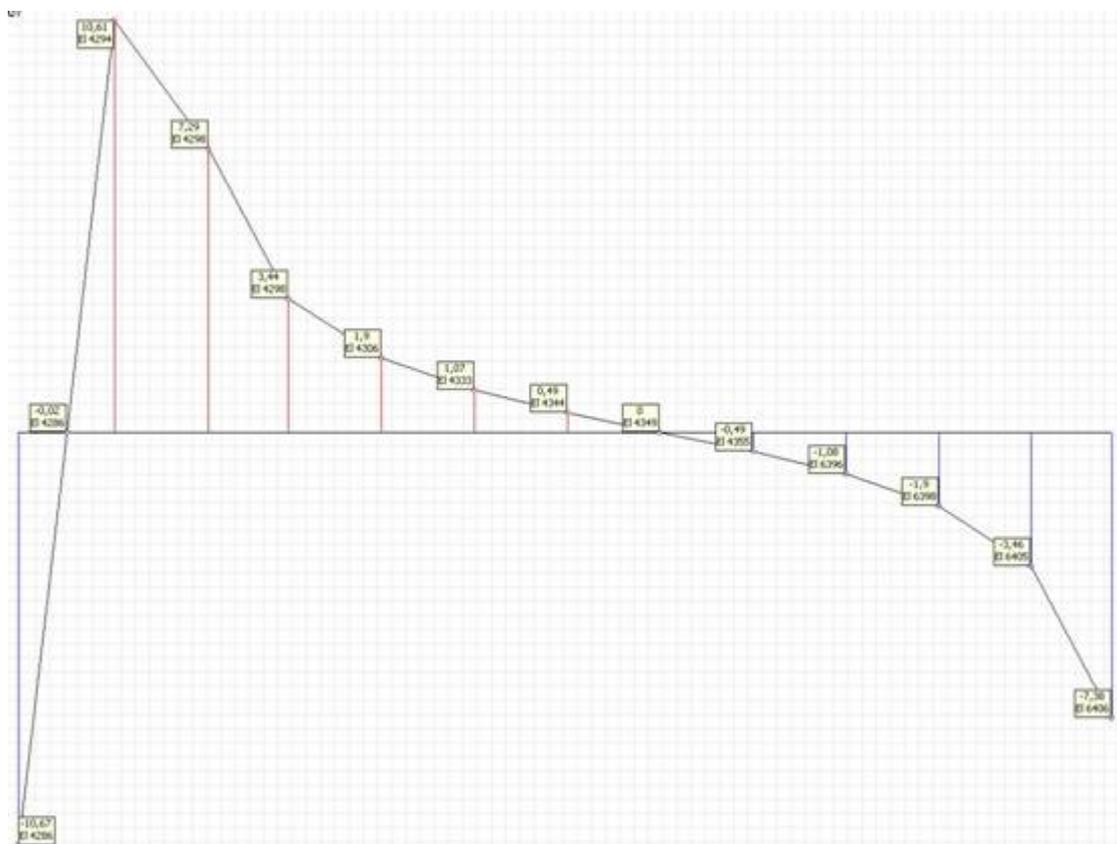


Рис. 17

Приложение 3: Расчётная задача №2

Рис. 1 Вид зависимости $Q=f(x)$ в расчётном случае при шаге сетки триангуляции $h=0,393$ м.Рис. 2 Вид зависимости $Q=f(y)$ в расчётном случае при шаге сетки триангуляции $h=0,393$ м.

Приложение 4: Дополнительная расчётная задача по оценке точности метода определения поперечных сил

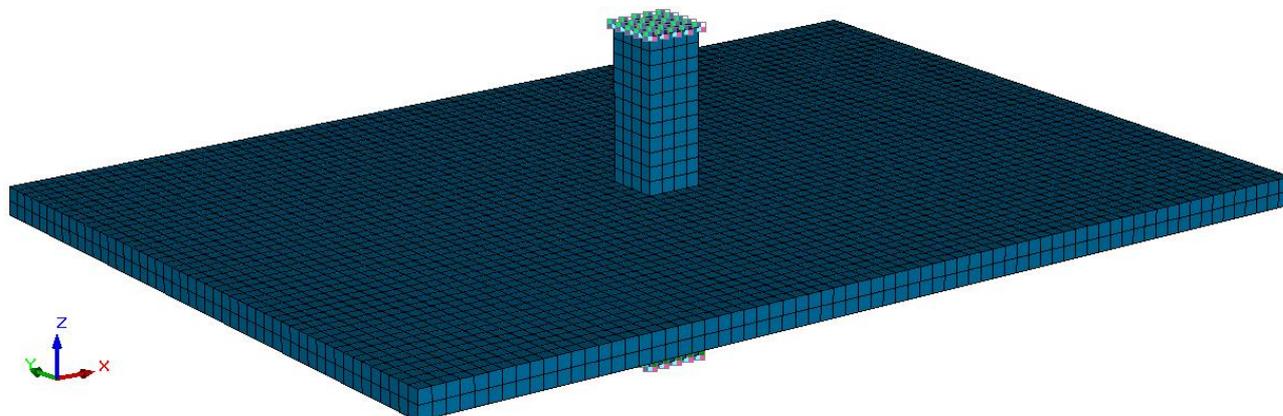


Рис. 1 Исследовательская модель приопорного участка плиты перекрытия. Видны опорные закрепления: на верхней грани – скользящая заделка по оси Z; по нижней – абсолютно жёсткое закрепление

Зависимость Q_x для плоской задачи, т/м.

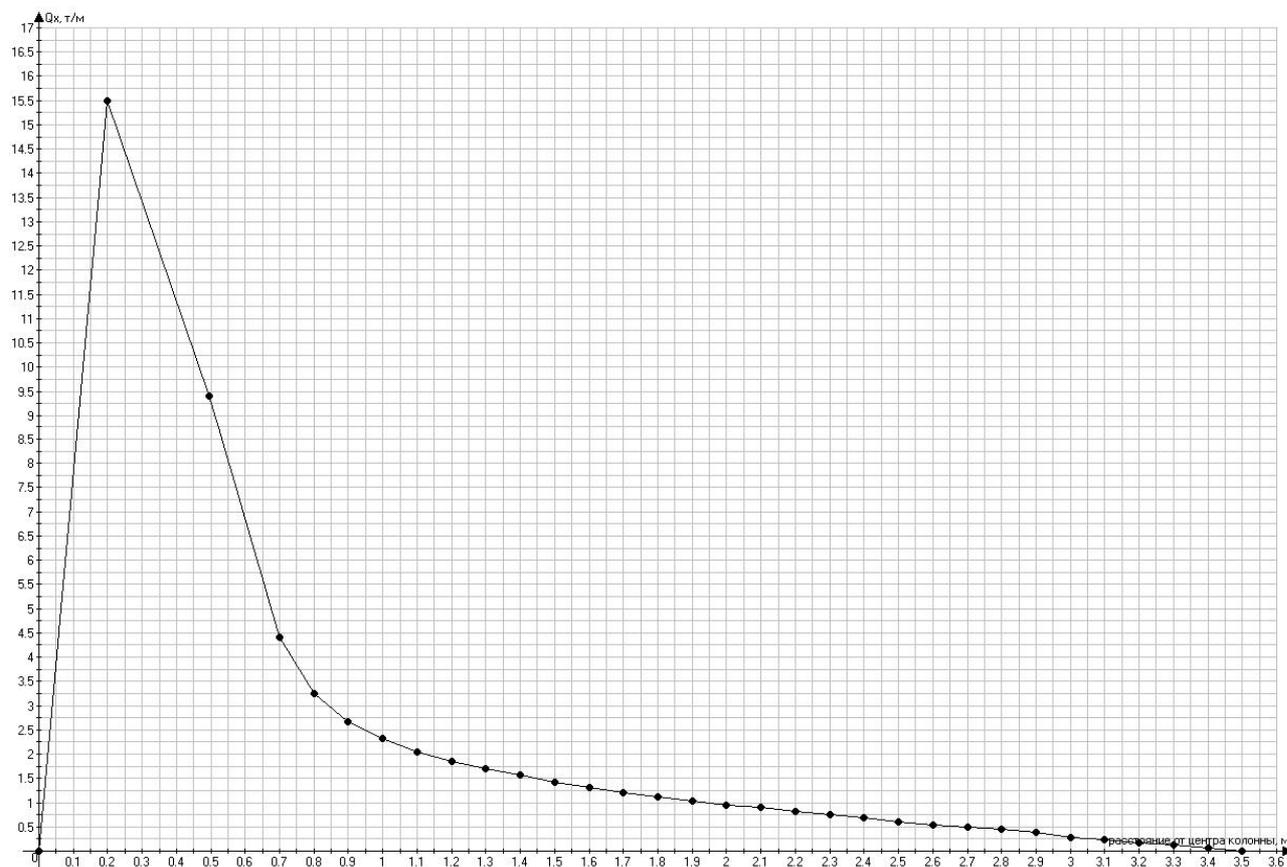


Рис. 2 График перерезывающей силы Q_x в расчётном направлении для модели с плоскими элементами плиты

Приложение 4: Дополнительная расчётная задача по оценке точности метода определения поперечных сил (продолжение)

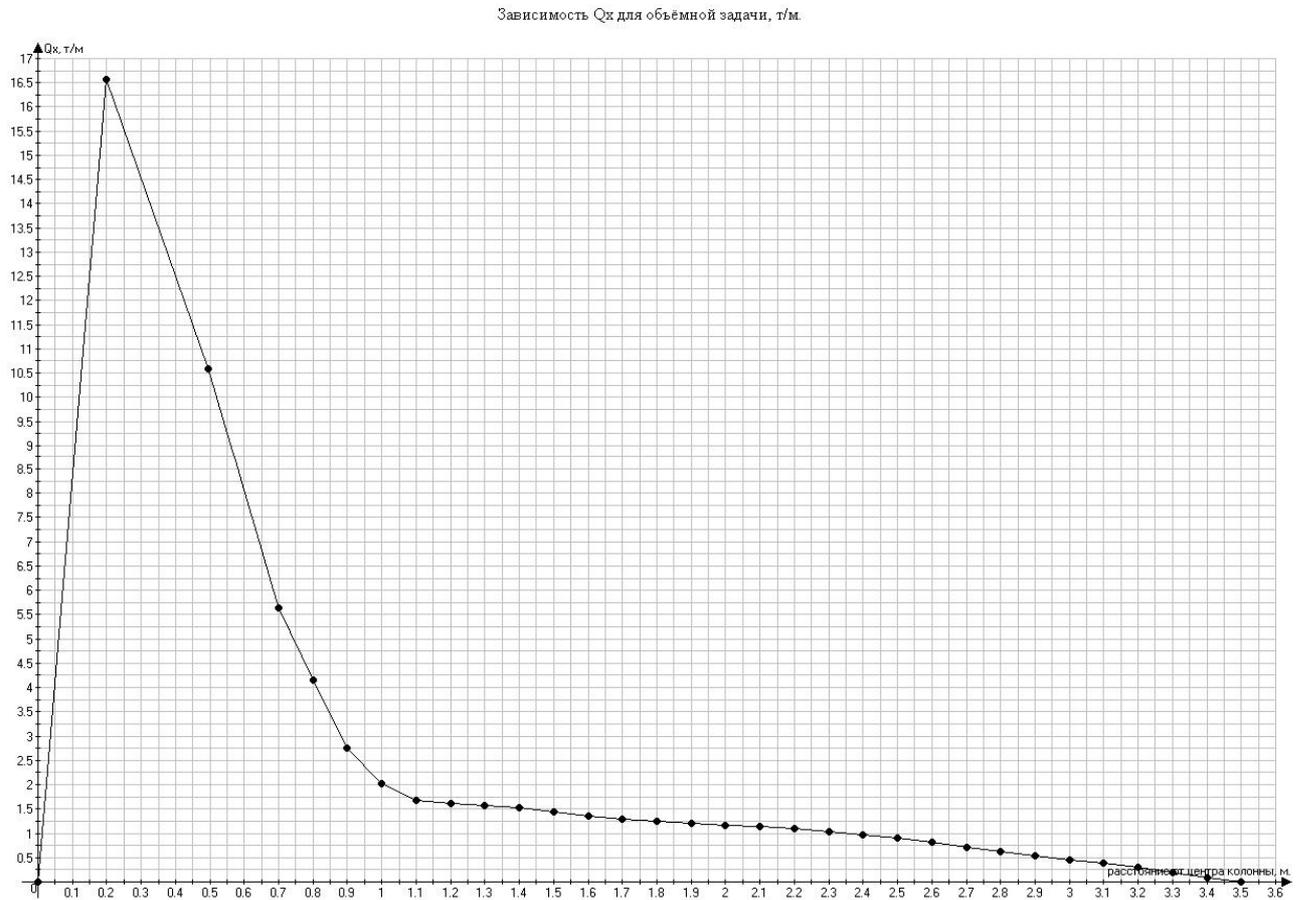


Рис. 3 График перерезывающей силы Q_x в расчётном направлении для модели с объёмными элементами плиты

Приложение 5: Различные способы моделирования узла стыка колонны и перекрытия

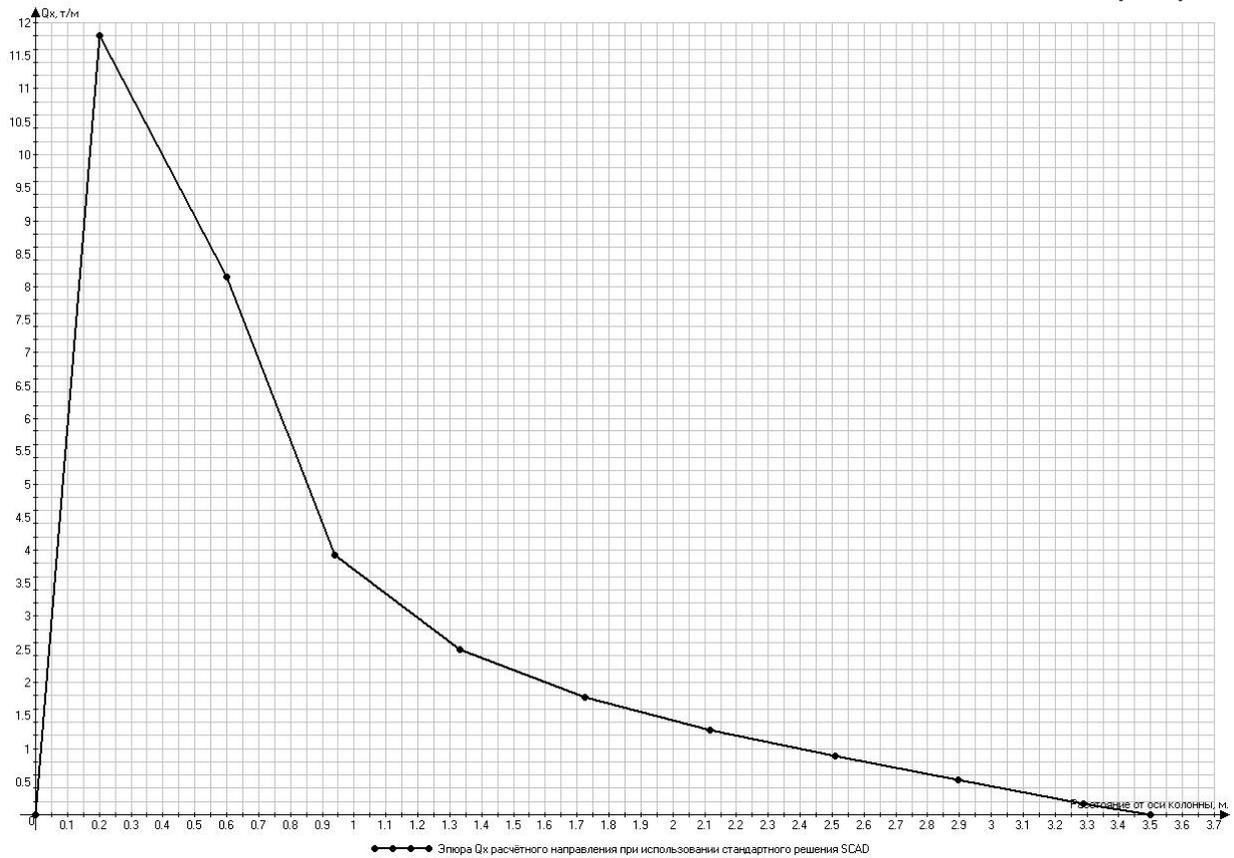


Рис. 1 Эпюра поперечных сил по расчётному направлению при использовании стандартного решения SCAD

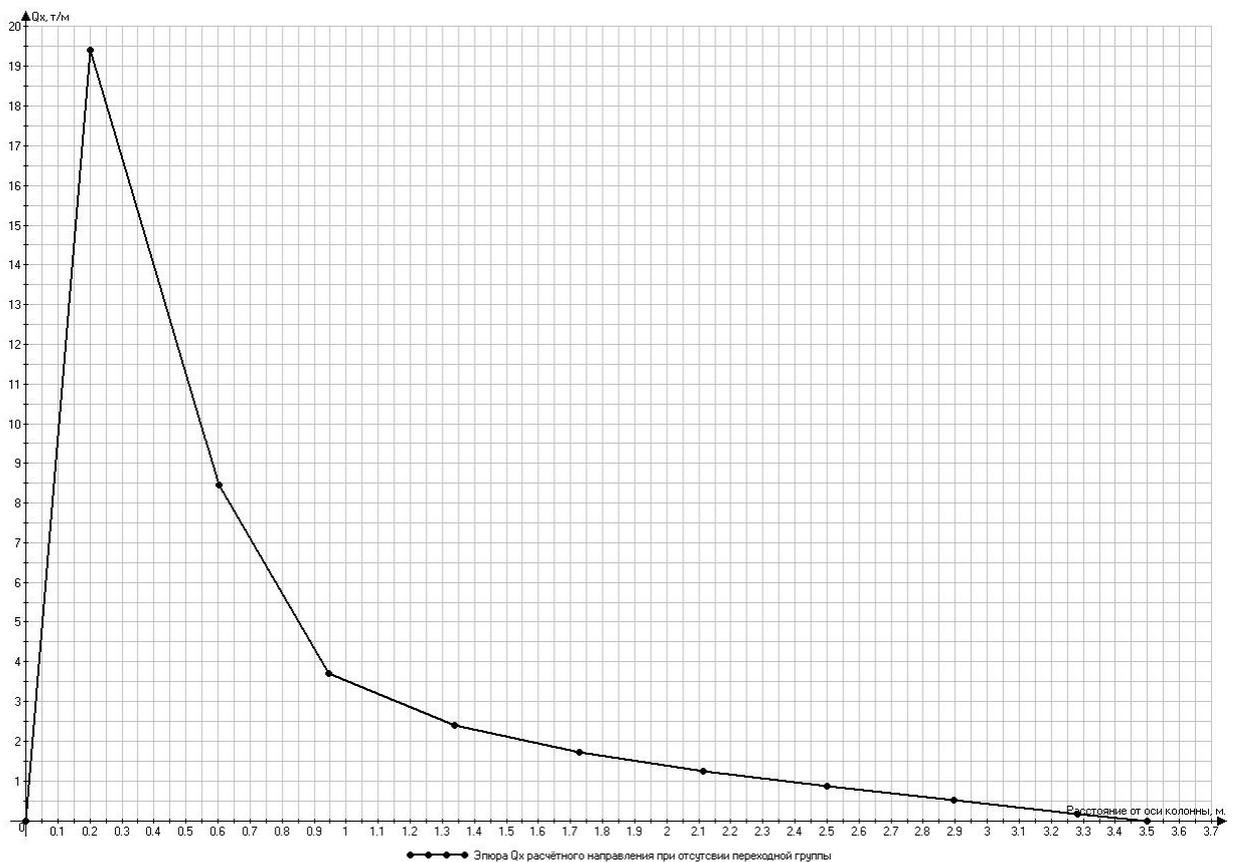


Рис. 2 Эпюра поперечных сил при отсутствии переходной стержневой группы на стыке колонны и перекрытия

Приложение 5: Различные способы моделирования узла стыка колонны и перекрытия (продолжение)

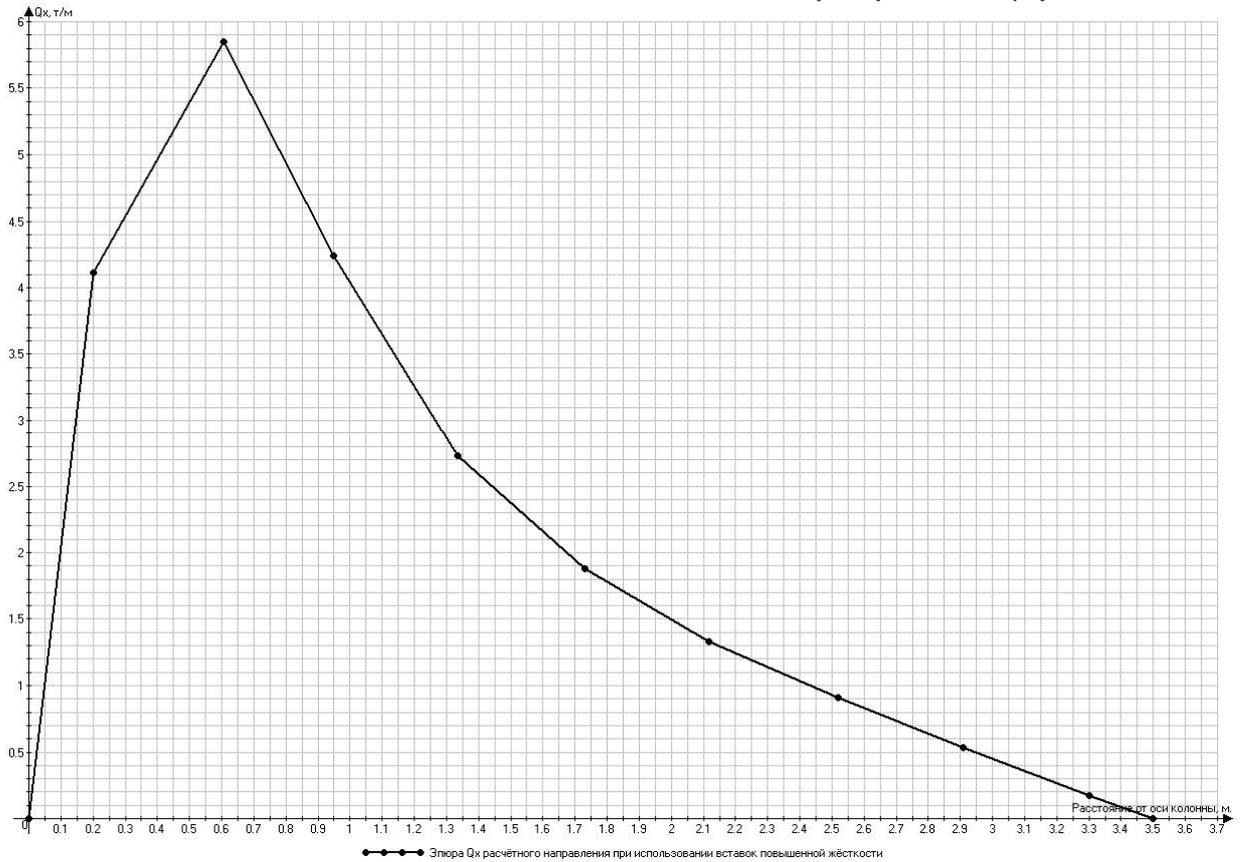


Рис. 3 Эпюра поперечных сил при увеличенной в 10 раз жёсткости стержней переходной группы

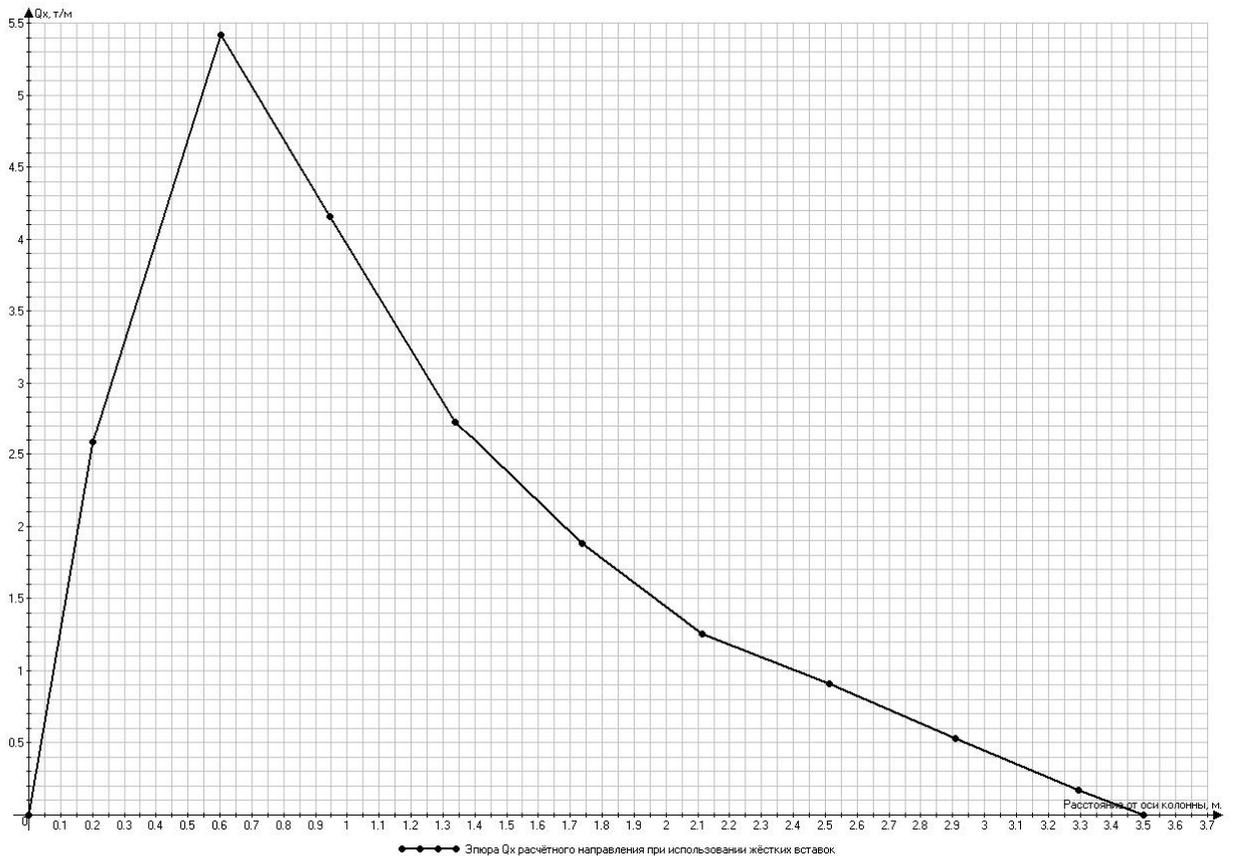


Рис. 4 Эпюра поперечных сил при наличии жёстких вставок в переходной стержневой группе по направлениям шагов колонн

Приложение 5: Различные способы моделирования узла стыка колонны и перекрытия (продолжение)

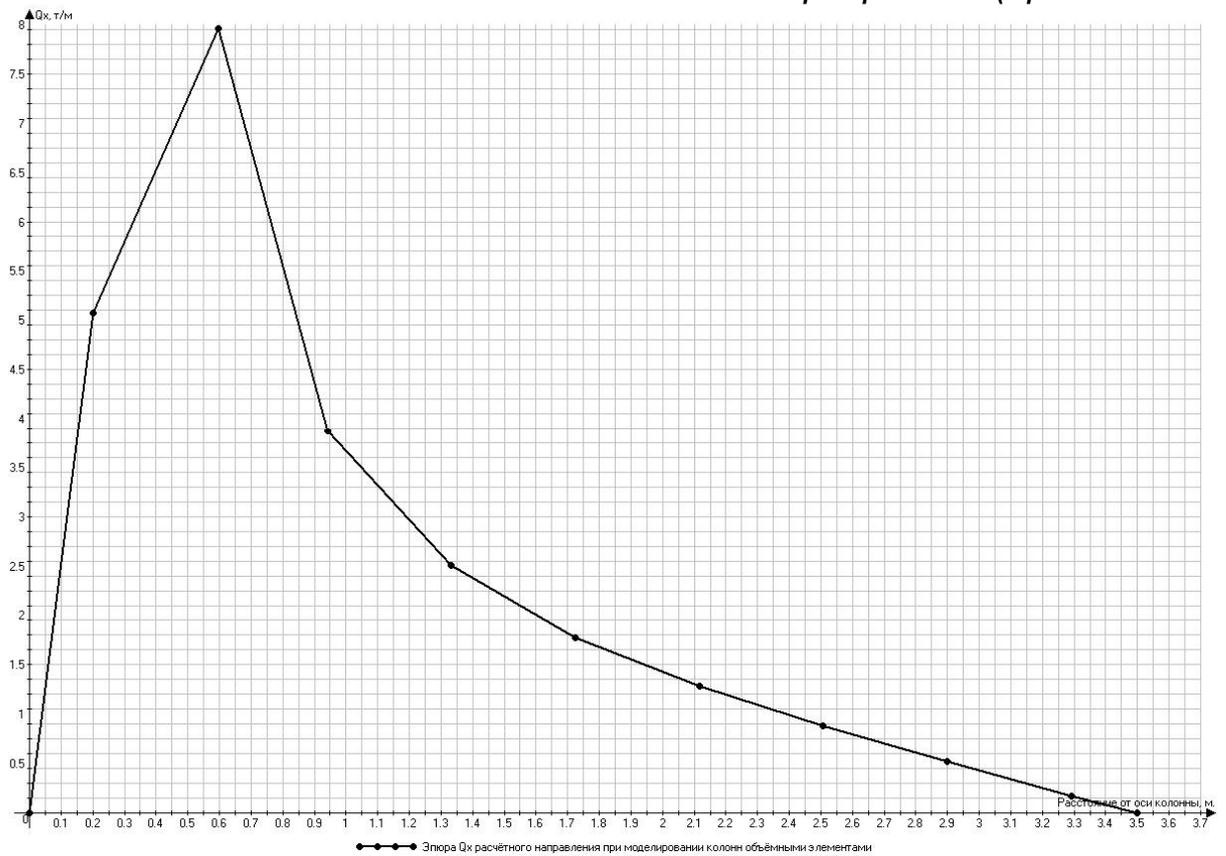


Рис. 5 Эюра поперечных сил при моделировании колонн объёмными элементами и отсутствии переходной стержневой группы

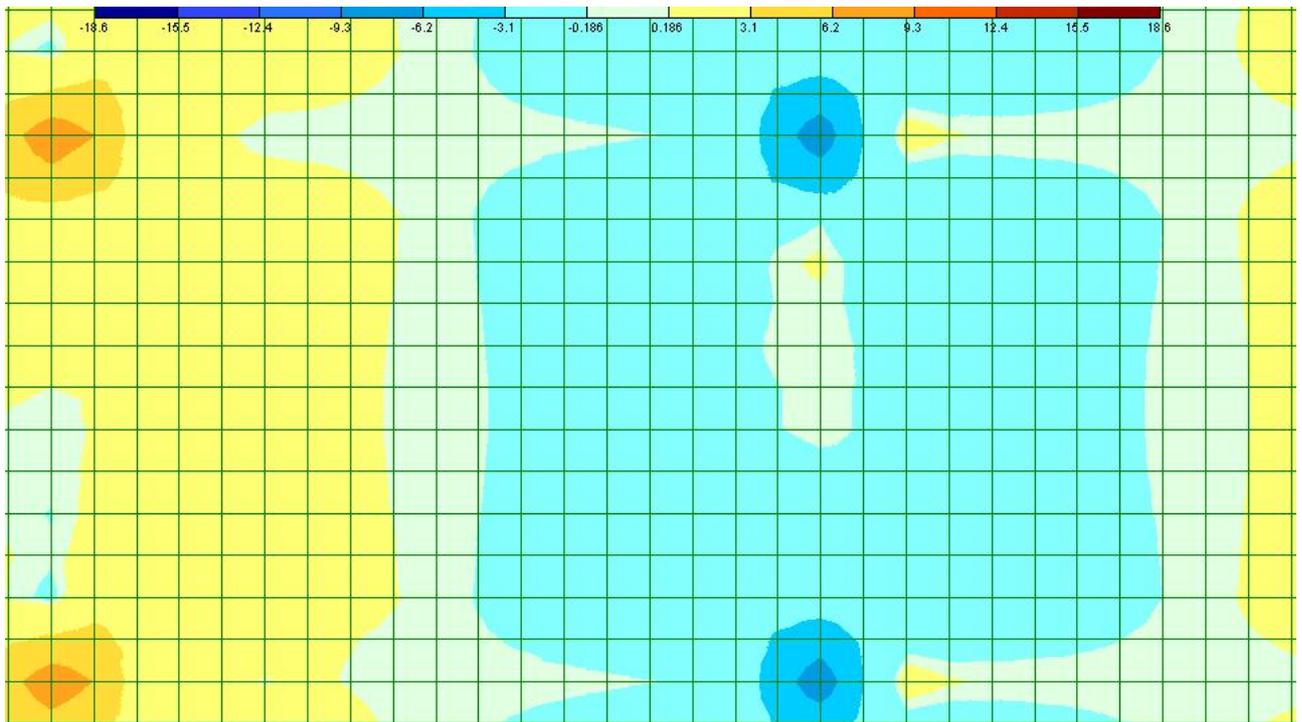


Рис. 6 Изополя поперечной силы Q_x исследуемой части плиты при решении в комплексе Лира

Список использованной литературы:

1. Ивянский А.М. Железобетонные конструкции: учеб. для вузов / Ивянский А.М. – М.: Государственное издательство сельскохозяйственной литературы, журналов и плакатов, 1961. – 400 с.: ил., табл. + прил.
2. Генри Дж. Коуэн Строительная наука XIX – XX вв, М.: Энергоиздат, 1982г. – 236 с.: ил
3. Мурашев В.И. Железобетонные конструкции: Общий курс: учеб. для вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство» / Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н.; под ред. П.Л. Пастернака – М.: Госстройиздат, 1962. – 659 с.: ил.
4. Руководство по расчёту статически неопределимых железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, - М., Стройиздат 1975, - 32 с.
5. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, - М.: Стройиздат 1979, - 54 с.
6. Карпенко Н.И. О современных построениях критериев прочности бетонных и железобетонных элементов// Бетон и железобетон. – 1997, №3 – с. 4-7
7. Карпенко Н.И. Общие методы механики железобетона. – М., Стройиздат, 1996. – 416 с.
8. Залесов А.С. Расчёт прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил и кручении// Бетон и железобетон. – 1976, №6 – с. 22-24
9. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев., Будевельник, 1989. – 104 с.
10. Рочняк О.А. Сопротивление поперечному изгибу железобетонных элементов с продольной и отогнутой арматурой (при наличии и отсутствии сцепления с бетоном): Автореф. На соиск. Степени канд. Тех. Наук: 05.23.01/НИИЖБ Госстроя СССР, М., 1994. – 46 с.
11. Васильев П.И., Рочняк О.А. Сопротивление железобетонных элементов поперечным силам. Минск., Наука и техника. – 1978. – 88 с.
12. Козак Ю. Конструкции высотных зданий. М., Стройиздат – 1986. – 240 с.
13. Демичев Д.С., Иванов А.Д. Численное моделирование сооружений из монолитного железобетона для обеспечения качества проектирования// Молодые учёные – промышленности Северо-западного региона: Материалы семинаров политехнического симпозиума. Декабрь 2004 года. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2004. – с.
14. моя публикация №2 в ВИТУ
15. моя публикация №3 отдельным пособием
16. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчёт железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: монография. – Брест: изд. БГТУ, 2000. – 400 с.: ил.
17. Прокуратов А. Ю. Безбалочные перекрытия// Проектирование и строительство гражданских зданий – сайт Александра Прокуратова. – <http://konstr.narod.ru/text.htm>
18. Саргсян А.Е., Демченко А.Т., Дворянчиков Н.В., Джинчвелашвили Г.А. Строительная механика. Основы теории с примерами расчётов: Учебник/ Под. Ред. А.Е. Саргсяна. – 2-е изд., испр. и доп. – М.: Высш. Шк., 2000. – 416 с.
19. Розин Л.А. Задачи теории упругости и численные методы их решения. СПб.: изд-во СПбГТУ, 1998. – 532 с.: ил.
20. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчётные модели сооружений и возможности их анализа. Киев., Сталь. – 2002. – 600 с.:ил.
21. СНиП 2.03.01 – 84* Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Госстрой СССР – 1988. – 155 с.
22. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций их тяжёлых и лёгких бетонов без предварительного напряжения (к СНиП 2.03.01 – 84). М.: Госстрой СССР – 1989. – 312 с.
23. Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г., Римшин В.И. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для строит. спец. Вузов. – 3-е изд., исправл. – М.: Высш. шк., 2004. – 876 с.: ил.
24. Голышев А.Б., Полищук В.П., Бачинский В.Я. Железобетонные конструкции т. 1 – Киев., Логос, 2001. – 420 с.

25. Лалин В.В., Колосова Г.С. Численные методы в строительстве. Решение одномерных краевых задач методом конечных элементов: Учеб. пособие. Спб.: Изд-во СПбГТУ. 2001. 72 с.
26. Шварцман Б.С. Экстраполяционный метод нахождения численных решений с заданной точностью// Строительная механика и расчёт сооружений. Спб.: Изд-во СПбГТУ, 1992. с. 157-162
27. Лукасевич С.А. Локальные нагрузки в пластинах и оболочках. – М.: Мир, 1982. – 544с.
28. Стренг Г., Фикс Дж. Теория метода конечных элементов. – М.: Мир, 1977. – 349 с.
29. Молотников В.Я. Курс сопротивления материалов: Учебное пособие. – Спб.: Изд-во «Лань», 2006. – 384 с.: ил.
30. Материалы форума на сайте www.autocad.ru и www.dwg.ru.
31. Балуев В.С. Экономика и менеджмент строительства: учеб. для ВУЗов. - М.: Стройиздат, 1997. 261 с.;

Н.И. Ватин, А.Д. Иванов

Сопряжение колонны и безребристой бескапитальной плиты
перекрытия монолитного железобетонного каркасного здания

Санкт-Петербург
2006

оригинал-макет подготовлен авторами.

Издательство СПбОДЗПП

Лицензия на издательскую деятельность ИД №05137

Сводный темплан 2006 г.

Тираж 200 экз.