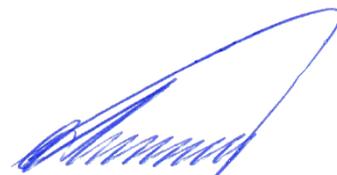


**ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

На правах рукописи



Лапшинов Андрей Евгеньевич

**ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ БЕТОННЫХ КОЛОНН,
АРМИРОВАННЫХ НЕМЕТАЛЛИЧЕСКОЙ КОМПОЗИТНОЙ
АРМАТУРОЙ**

Специальность: 2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация
на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
Доктор технических наук,
профессор
Тамразян Ашот Георгиевич

Москва – 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

| | |
|---|----|
| ОГЛАВЛЕНИЕ | 2 |
| ВВЕДЕНИЕ | 4 |
| ГЛАВА I. Состояние вопроса и задачи исследования | 13 |
| 1.1 Основные этапы применения композитной арматуры в железобетонных конструкциях..... | 14 |
| 1.2 Обзор исследований сжатых элементов, армированных высокопрочной арматурой | 16 |
| 1.2.1 Экспериментально-теоретические исследования сжатых элементов, армированных стальной высокопрочной арматурой..... | 16 |
| 1.2.2 Экспериментально-теоретические исследования сжатых элементов, армированных неметаллической композитной арматурой... | 21 |
| 1.2.3 Обзор методик расчета сжатых элементов с косвенным армированием | 28 |
| 1.3 Обзор нормативных документов по расчету сжатых бетонных конструкций с композитной арматурой..... | 33 |
| 1.4 Обзор нормативных документов с конструктивными требованиями по установке поперечной арматуры в сжатых элементах..... | 39 |
| 1.5 Постановка цели и задачи исследования | 45 |
| 1.6 Выводы по первой главе..... | 47 |
| ГЛАВА II. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА СЖАТЫХ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, АРМИРОВАННЫХ СТЕКЛОКОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ | 48 |
| 2.1 Общие положения | 48 |
| 2.2 Предложение по расчету квадратных центрально-сжатых колонн, армированных стеклокомпозитной арматурой..... | 50 |
| 2.3 Расчет несущей способности сжатых квадратных элементов с учетом увеличения прочности бетона ядра сечения | 58 |
| 2.4 Выводы по второй главе..... | 68 |
| ГЛАВА III. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, АРМИРОВАННЫХ СТЕРЖНЯМИ НЕМЕТАЛЛИЧЕСКОЙ СТЕКЛОКОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ | 69 |
| 3.1 Цели и задачи экспериментальных исследований..... | 69 |

| | |
|--|-----|
| 3.2 Изготовление опытных образцов | 69 |
| 3.3 Результаты испытаний бетона и арматуры | 80 |
| 3.4 Испытания опытных образцов..... | 84 |
| 3.5 Результаты испытаний опытных образцов..... | 87 |
| 3.6 Влияние параметров армирования на прочность и деформативность образцов | 102 |
| 3.7 Выводы по третьей главе..... | 116 |
| ГЛАВА IV. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ БЕТОННЫХ КОЛОНН, АРМИРОВАННЫХ СТЕКЛОКОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ | 118 |
| 4.1 Моделирование колонн в расчетном комплексе Ansys | 118 |
| 4.2 Сравнение результатов расчета в модели и экспериментальных данных | 122 |
| 4.3 Сравнение результатов аналитического расчета колонн с экспериментальными данными | 132 |
| 4.4 Пример расчета центрально-сжатого железобетонного элемента, со стеклокомпозитной арматурой | 136 |
| 4.5 Выводы по четвертой главе | 144 |
| ЗАКЛЮЧЕНИЕ | 145 |
| РЕКОМЕНДАЦИИ И ПЕРСПЕКТИВЫ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ..... | 147 |
| ОСНОВНЫЕ ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ..... | 148 |
| СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ..... | 149 |
| Приложение А. Акт внедрения диссертационного исследования | 166 |

ВВЕДЕНИЕ

Наиболее массовыми среди применяемых в современном строительстве в нашей стране конструктивных элементов являются железобетонные конструкции, проблема снижения материалоемкости и энергоёмкости производства которых, а также оптимизация параметров идёт по разным направлениям. При этом одной из общемировых тенденций совершенствования арматуры в железобетоне является всё большее использование неметаллической композитной арматуры вместо традиционной стальной, и особенно в тех областях, где проблема коррозии стоит наиболее остро. Для этого достаточно часто применяется композитная арматура, которая, благодаря высокой коррозионной стойкости и диэлектрическим свойствам, находит применение в конструкциях, эксплуатируемых в условиях химических и агрессивных воздействий. Одними из перспективных областей применения композитной арматуры, где могут быть реализованы её антикоррозионные свойства, являются колонны причалов, силосов, бункеров, очистных и других сооружений, находящихся в условиях агрессивных сред. Предлагаемые мероприятия обеспечат экономический эффект за счёт снижения эксплуатационных расходов, связанных с отсутствием необходимости в частом ремонте, усилении или замене конструкций из-за коррозии стальной арматуры. В этой связи представляет большой практический интерес поиск путей расширения области применения композитной арматуры в различных отраслях промышленности для защиты возводимых объектов от неблагоприятного воздействия внешней среды.

Вопросы использования в строительных конструкциях неметаллической, и в основном стеклокомпозитной арматуры, ранее исследовались недостаточно ввиду её относительно высокой стоимости. В связи с бурным развитием химической промышленности объём выпуска АСК в последнее время был существенно увеличен, а её стоимость понижена.

Стеклокомпозитная арматура по стоимости сопоставима со стальной арматурой и вполне может быть использована в качестве замены стальной арматуры в железобетонных конструкциях, эксплуатируемых в агрессивных средах. Это позволяет более широко применять композитную арматуру вместо традиционной стальной при возведении различных строительных объектов. К ним можно отнести отдельные предприятия химической промышленности, например, калийные комбинаты и склады калийных солей; предприятия, вырабатывающие синтетические волокна, строительные конструкции с электрохимической агрессией, а также специальные сооружения с антимагнитными и диэлектрическими свойствами; конструкции из кислотоупорного бетона на жидком стекле с кремнефтористым натрием (для кислых сред), а также из бетона на цементе Сореля и полимербетона.

Актуальность темы исследования. Перспективы развития железобетона неразрывно связаны с применением как новых материалов, так и их комбинации с уже зарекомендовавшими себя традиционными материалами. Переход строительства на неметаллическую композитную арматуру поможет сократить эксплуатационные затраты на конструкции, находящиеся в условиях агрессивных сред и снизить стоимость жизненного цикла конструкции за счет увеличенных межремонтных интервалов. Так, по данным исследований [127] снижение стоимости жизненного цикла конструкции с композитной неметаллической арматурой может достигать 53–205% на протяжении 100 лет по сравнению с аналогичной конструкцией с традиционной стальной арматурой.

На момент настоящего исследования не существовало методики расчета центрально-сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой. Разработка такой методики позволит правильно оценивать несущую способность сжатых элементов с композитной арматурой.

Степень разработанности темы исследования. В настоящее время в нашей стране можно отметить недостаток количества исследований сжатых конструкций со стеклокомпозитной арматурой. Необходимость изучения особенностей работы таких конструкций, а также недостаточная изученность влияния стеклокомпозитной арматуры на прочность и деформативность сжатых стеклокомпозитбетонных элементов обусловило актуальность настоящего исследования. Эффективность использования высокопрочной стальной арматуры в сжатых элементах подтверждена исследованиями, проведёнными в 70-80-е гг. XX века в СССР и позже в РФ. Экспериментально-теоретические исследования сжатых элементов, армированных высокопрочной стальной и композитной арматурой, а также работами в области эффективно ограниченного бетона и бетона с косвенным армированием проводили А.А. Гвоздев [13], О.Я. Берг [7], И.В. Подмостко [59], Н.М. Мулин [52], Е.А. Чистяков [90], Ванус Д.С. [11], Кришан А.Л. [34], А.Г. Тамразян [80], Д.В. Кузеванов [40], Манаенков [50], Мухамедиев [53] и др. За рубежом исследования сжатых элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, осуществляли Affifi M. [94], Bank L.C. [104], Benmokrane B. [96], A. De Luca [118], A. Nanni [145], S. H. Alsayed [99], Paramanathan [146] и др.

Несмотря на проведенные исследования, вопрос увеличения несущей способности сжатых железобетонных элементов на основе уменьшения шага поперечной арматуры не нашел должного отражения ни в российских, ни в зарубежных нормах, поскольку в обеспечении несущей способности центрально-сжатых элементов большую роль играет бетон, а не арматура, и для большинства расчётных случаев вполне достаточно арматуры классов А400, А500.

Таким образом, ввиду отсутствия рекомендаций по расчету сжатых элементов, армированных композитной арматурой, задача разработки методики с использованием стеклокомпозитной арматуры в качестве рабочей продольной в сжатых элементах является актуальной.

Объект исследования: центрально-сжатые бетонные элементы, армированные стержневой стеклокомпозитной арматурой.

Предмет исследования: прочность и деформативность центрально-сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной продольной и поперечной арматурой с переменным шагом.

Научная гипотеза исследования заключается в предположении, что несущая способность сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой зависит от шага размещения поперечной арматуры, при маленьком шаге которой появляется эффект обоймы у бетона внутри арматурного каркаса.

Целью работы является разработка методики расчета и конструирования сжатых бетонных элементов, армированных стержневой стеклокомпозитной арматурой.

Для достижения поставленной цели решались следующие **задачи**:

1. Исследовать свойства стеклокомпозитной арматуры на растяжение, сжатие, поперечный срез, сцепление с бетоном.
2. Провести экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной и стальной арматурой.
3. Изучить влияние шага поперечной арматуры на прочностные и деформативные свойства сжатых элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой.
4. Разработать методику расчёта сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной продольной и поперечной арматурой с переменным шагом.
5. Исследовать влияние материала продольного и поперечного армирования (сталь, стеклокомпозит) на прочность и деформативность образцов.

6. Изучить влияние физико-механических характеристик стеклокомпозитных хомутов на прочность центрально-сжатых образцов.

Научная новизна работы:

1. Выявленные в результате экспериментальных исследований коротких бетонных колонн закономерности изменения напряженно-деформированного состояния, характера трещинообразования и разрушения.
2. Аналитические зависимости влияния параметров продольного и поперечного армирования (шага) на площадь эффективно-обжатого бетонного ядра и предельную продольную силу, воспринимаемую сжатым бетонным элементом, армированным стеклокомпозитной арматурой.
3. Влияние конфигурации расположения продольной арматуры в сечении на прочность и деформативность сжатых элементов со стеклокомпозитным армированием.
4. Результаты экспериментального определения влияния параметров продольного и поперечного армирования на изменение модуля упругости, коэффициента Пуассона и коэффициента объемной деформации бетонных образцов, армированных стеклокомпозитной арматурой.
5. Влияние материала поперечной арматуры (сталь, стеклокомпозит) на прочность и деформативность бетонных образцов.
6. Методика расчета сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, учитывающая влияние постановки поперечной арматуры с различным шагом.
7. Результаты численного анализа и сопоставления опытных и расчетных значений прочности образцов, армированных стеклокомпозитной арматурой.

Положения, выносимые на защиту:

1. Результаты определения физико-механических характеристик стеклокомпозитной арматуры (прочность при растяжении, прочность при сжатии, модуль упругости при растяжении и сжатии).
2. Результаты экспериментальных исследований прочности и деформативности центрально-сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой.
3. Методика расчета прочности сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, с учётом эффекта обоймы и обжатия внутреннего бетонного ядра, достигаемого за счет учащённого шага поперечной арматуры, а также на основе анализа характера работы продольной стеклокомпозитной арматуры.
4. Повышение несущей способности сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, связанное с шагом поперечной арматуры.

Содержание диссертации соответствует п.п. 1,3 Паспорта Специальности 2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения.

1. Построение и развитие теории, разработка аналитических и вычислительных методов расчёта механической безопасности и огнестойкости, рационального проектирования и оптимизации конструкций и конструктивных систем зданий и сооружений. Обоснование, исследование и разработка новых типов несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений.
3. Развитие теории и методов оценки напряжённого состояния, живучести, риска, надёжности, остаточного ресурса и сроков службы строительных конструкций, зданий и сооружений, в том числе при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях, обоснование критериев приемлемого уровня безопасности.

Теоретическая и практическая значимость работы:

- создание возможности повышения несущей способности сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой за счет уменьшения шага поперечной арматуры;
- в методике расчета прочности сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой с учётом эффекта обоймы и обжатия внутреннего бетонного ядра, достигаемого за счет уменьшения шага размещения поперечной арматуры, а также с учётом характера работы продольной стеклокомпозитной арматуры;
- реализация предложенной методики расчета при проектировании сжатых бетонных элементов, находящихся в условиях агрессивных сред, позволит использовать вместо стальной композитную полимерную арматуру в качестве рабочей продольной и поперечной, а также повысить коррозионную стойкость таких конструкций и их долговечность.

Методология и методы исследования. Теоретические и экспериментальные исследования автора основаны на фундаментальных положениях теории сопротивления материалов, строительной механики и механики железобетона, а также на методах геометрического, физико-механического и численного моделирования бетона и железобетона.

Степень достоверности результатов, полученных в ходе теоретических расчётов, подтверждены в ходе многочисленных экспериментов, в т. ч. численного моделирования. Обоснованность научных положений базируется на использовании общепринятых допущений строительной механики и теории железобетона, сопоставлении теоретических и экспериментальных исследований автора, других ученых.

Личный вклад автора заключается:

- в постановке цели и задач научного исследования;
- в получении результатов экспериментальных исследований физико-механических характеристик стеклокомпозитной арматуры (прочности

при растяжении, прочности при сжатии, модуля упругости при растяжении и сжатии), а также прочности и деформативности центрально-сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой;

- в формировании и решении задачи расчета прочности сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой с учётом эффекта обоймы и обжатия внутреннего бетонного ядра, достигаемого за счет учащённого шага размещения поперечной арматуры, а также с учётом характера работы продольной стеклокомпозитной арматуры;
- в планировании и проведения экспериментов для получения физико-механических характеристик стеклокомпозитной арматуры, а также прочности и деформативности центрально-сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой со статистическим анализом результатов завершённых экспериментов.

Внедрение результатов исследования:

- в проектом институте ООО «ПИИ2» при оценке несущей способности сжатых элементов противопожарного резервуара объёмом 2000 м.куб. для ЖК «Героев» по адресу: Московская обл., г.о. Балашиха, мкрн. Железнодорожный, ул. Автозаводская, квартал 4.

Апробация работы. Материалы диссертационной работы представлены на 11-й международной конференции Fiber-Reinforced Polymers in Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-11, Гимараеш, Португалия, 2013); III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон – взгляд в будущее» (Москва, 2014); Международной конференции Betonarske Dni (Братислава, Словакия, 2014); VI Международной конференции IPICSE-2018: «Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании»; II Scientific Conference "MODELLING AND METHODS OF STRUCTURAL ANALYSIS" (Москва, 2021).

В полном объеме диссертационная работа докладывалась на научном семинаре кафедры Железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВО НИУ МГСУ (Москва, 2022).

Публикация работы. Материалы диссертации изложены в 9 опубликованных работах, из них 3 опубликованы в изданиях, рекомендуемых ВАК РФ, и 2 статьи в журналах, включенных в базу данных и систем цитирования Scopus и 4 статьи в сборниках трудов международных конференций.

Структура и объём диссертации. Диссертация состоит из введения, 4 глав, общих выводов, списка литературы из 157 наименований, в том числе 66 зарубежных источников. Общий объем работы – 167 страниц, в том числе 149 страниц основного текста, включающего 79 рисунков и 13 таблиц, 1 страницы Приложения.

Данная работа проведена на кафедре железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ под научным руководством профессора, доктора технических наук А.Г. Тамразяна.

Автор выражает признательность компаниям «Армастек» и «Гален» за предоставление образцов стеклокомпозитной арматуры, коллективу НИИ ЭМ и кафедре железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ за оказанную помощь в подготовке данной работы, а также д.т.н., профессору

С.А. Мадатяну.

ГЛАВА I. Состояние вопроса и задачи исследования

Щелочная среда бетона обычно обеспечивает необходимую защиту традиционной стальной арматуры от воздействия окружающей среды, но при воздействии агрессивных сред или при нейтрализации щелочной среды бетона происходит коррозия стальной арматуры с отслоением защитного слоя бетона. Нормами проектирования предусматриваются большие значения величины защитного слоя бетона для стальной арматуры, которые, наряду с другими мерами позволяют увеличить долговечность конструкций. Однако, воздействие окружающей среды невозможно предотвратить, что приводит со временем к снижению щелочных свойств бетона, уменьшению пассивации арматуры и, со временем, к разрушению защитного слоя бетона и к коррозии арматуры. Известные решения для снижения риска коррозии в высокоагрессивных средах: ингибиторы коррозии, эпоксидное покрытие арматуры, оцинковка арматуры, система катодной защиты, нержавеющая сталь. Однако большая часть этих решений крайне дороги в использовании и не всегда полностью защищают от коррозии [124].

Железобетонные сжатые элементы являются основными несущими вертикальными конструкциями зданий и сооружений различного назначения, воспринимающими нагрузку от перекрытий и покрытий, передающих ее на фундамент и далее на грунты основания. Поэтому, они наряду с надежностью должны обладать высокими экономическими показателями и коррозионной стойкостью, что в немалой степени зависит от используемых материалов и методик расчета.

Использование композитной арматуры для антикоррозионных целей ожидаемо для конструкций в воде или прибрежной зоны (особенно морской ввиду её агрессивности для стальной арматуры), в грунте или вблизи земли, в химических и других заводах, фабриках, в местах, где трудно обеспечить достаточное качество бетона и в тонкостенных конструкциях.

В РФ для неметаллической композитной арматуры принят термин – «арматура композитная полимерная» (далее АКП), а для композитной арматуры на основе стеклянных волокон АСК (арматура стеклокомпозитная).

Основные преимущества АКП перед стальной арматурой – высокая прочность при растяжении, меньший удельный вес, химическая стойкость к воздействию большинства агрессивных (в том числе кислых и солёных) сред, низкая теплопроводность, высокая коррозионная стойкость в присутствии хлоридов и других агрессивных сред, диэлектрическая непроницаемость, электромагнитная прозрачность.

Основные недостатки АКП перед стальной арматурой – меньший модуль упругости, низкие значения температуры эксплуатации и огнестойкости изделий, армированных композитной арматурой, невозможность сварки, меньшая прочность при сжатии, отсутствие возможности конструктивных сгибов готовых арматурных стержней при арматурных работах непосредственно на стройплощадке.

1.1 Основные этапы применения композитной арматуры в железобетонных конструкциях

Возможность использования в бетоне неметаллической композитной арматуры для повышения долговечности конструкций давно интересовала инженеров и исследователей, что отражено в многочисленных исследованиях, методах испытаний и стандартах. Идея использования стеклянного волокна для армирования бетонных конструкций была впервые сформулирована советским ученым А. К. Бутовым [10] в 1952 г.

Впоследствии идея Бутова получила развитие и реализовалась в виде появления стеклопластиковой арматуры и стеклопластбетонных конструкций, что явилось результатом исследований проведенных в разное время в СССР советскими и российскими учеными Н.П. Фроловым [87], М.С. Аслановой [1], Ю.М. Вильдавским [12], С.С. Жавридом [29], И.В. Подмостко

[59], А.М. Уманским [84], С.В. Георгиевым [15], К.Л. Кудяковым [39], А.В. Невским [54], Ю.О. Кустиковой [41], А.Р. Гиздатуллиним [16], Бучкиным А.В. [74], Савиным В.Ф. [8], Степановой В.Ф. [74], Мухамедиевым Т.А. [75] и др.

Результатом вышеуказанных исследований стали первые в мире нормы проектирования конструкций с неметаллической полимерной арматурой «Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой» [62] изданные НИИЖБ в 1978 г. Seriously сдерживало развитие и применение стеклокомпозитной арматуры тот факт, что данные рекомендации распространялись только на проектирование опытных конструкций с предварительно напряженной стеклопластиковой арматурой периодического профиля диаметром 6 мм (СПА-6), выпускавшейся по ТУ 7 БССР [73]. Тем не менее, в 70-80-е гг. XX века в СССР было построено несколько опытных объектов с применением стеклопластиковой арматуры [6].

Впервые в новейшей истории нашей страны композитная арматура упоминалась в СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции» (п. 5.3.2), однако никаких требований и методов расчета конструкций с АКП данный документ не содержал.

В настоящее время в РФ насчитывается более 10 крупных производителей стеклокомпозитной арматуры. Ведутся научные исследования композитной арматуры в разных направлениях. За последние несколько лет разработаны ГОСТы на применение и методы испытаний композитной полимерной арматуры [20,21,22], а также разработан и утвержден СП 295.1325800.2017 [72], включающий в себя методику проектирования бетонных конструкций, армированных композитной арматурой. Тем не менее, указанный свод правил [72] не содержит методики проектирования центрально-сжатых элементов с композитной арматурой.

1.2 Обзор исследований сжатых элементов, армированных высокопрочной арматурой

1.2.1 Экспериментально-теоретические исследования сжатых элементов, армированных стальной высокопрочной арматурой

Известно, что если в сжатом элементе установить поперечную арматуру, способную эффективно сдерживать поперечные деформации, то этим можно существенно увеличить его несущую способность. Опытами установлено, что бетон имеет повышенное сопротивление сжатию в пределах ядра, заключенного внутри поперечной арматуры, по аналогии с конструкциями из трубобетона. При сжатии гибкие арматурные стержни стремятся потерять устойчивость (выпучиться) задолго до исчерпания предела прочности и оторвать защитный слой бетона, что может вызвать преждевременное разрушение конструкций. Для предотвращения данного опасного явления необходимо устанавливать поперечную арматуру (хомуты). Поперечная арматура подобно обойме сдерживает поперечные деформации бетона, возникающие при продольном сжатии и тем самым обуславливает повышенное сопротивление бетона продольному сжатию, в том числе, и после появления в нем первых продольных трещин. Бетон в пределах ядра сопротивляется внешним воздействиям даже после отслаивания наружного слоя бетона и до тех пор, пока в поперечной арматуре напряжения не достигнут предела текучести. Продольные деформации элементов, усиленных косвенной арматурой, очень велики и тем больше, чем сильнее поперечное армирование.

Работы некоторых исследователей показали, что при наличии определённого количества поперечной арматуры можно добиться ограничения поперечных деформаций в бетоне, а, следовательно, увеличения продольных деформаций по закону Пуассона, что, соответственно, приведет к увеличению предельных напряжений в сжатой арматуре, учитываемых в

расчете. Так, было доказано, что при использовании достаточного количества поперечной арматуры в качестве сжатой можно использовать арматуру классов Ат800 (Ат-V) с напряжениями до условного предела текучести. Полученные исследования помогли внедрить высокопрочную стальную арматуру класса Ат800 в реальные конструкции (колонны, выпускаемые на заводе ОАО «Моспромжелезобетон») с расчетным сопротивлением выше 500 МПа.

Применение высокопрочной стальной арматуры классов А600, Ат800 и А1000 и выше в качестве сжатой ненапрягаемой позволяло существенно понизить расход стали и повысить несущую способность сжатых элементов.

Исследования, проведенные рядом авторов [30,31,64,90], показывают, что поперечное армирование может существенно влиять на несущую способность сжатых элементов. При этом важное значение имеет шаг поперечной арматуры, создающей эффект обоймы.

Для решения проблемы повышения несущей способности сжатых элементов в зависимости от шага поперечной арматуры в 1980-х гг. был выполнен ряд экспериментальных исследований, связанных с оценкой прочности и деформативности сжатых железобетонных элементов при кратковременном и длительном действии нагрузки.

К таким работам можно отнести работы С.А. Мадатяна [49], Н.М. Мулина [52], Б.Я. Рискинда [64], И.Г. Хаита [88] и Е.А. Чистякова [90], и др. В результате исследований получено, что эффективное использование на сжатие высокопрочной арматуры зависит от предельной деформативности бетона при разрушении элементов.

К.Э. Таль [79] на основании проведенных исследований призм без арматуры и призм, армированных холодотянутой проволокой, высказал предположение, что в бетоне до его разрушения имеет место нарушение микроструктуры, сопровождающееся появлением микротрещин. При этом должно происходить перераспределение сжимающих усилий с более слабых мест на участки с ненарушенной структурой. В неармированном бетоне при

повышении нагрузки это может привести к быстрому разрушению. При наличии арматуры, особенно со сравнительно высоким пределом текучести, перераспределение усилий происходит не с более слабого бетона на более прочный бетон, а со слабого бетона на арматуру, что приводит к повышению деформативности бетона.

Ю.Н. Карнет [30] в 1972 г. провел экспериментально-теоретические исследования центрально сжатых железобетонных элементов размерами $180 \times 180 \times 800$ мм с продольной высокопрочной арматурой класса Ат-VI (Ат1000) с коэффициентами продольного армирования $\mu = 0,35 \dots 1,95\%$ и поперечным армированием сетками. Применение в образцах косвенной арматуры увеличивало деформацию бетона перед разрушением на $17 \dots 33\%$ по сравнению с соответствующими деформациями бетонных призм. Кроме того, косвенное армирование способствовало значительному повышению прочности образцов. Предельные деформации достигали значений $2,96 \dots 7,27\%$, а напряжения в арматуре им соответствующие – $550 \dots 1370$ МПа. В результате исследований предложена следующая зависимость (формула (1.1)) для определения расчетного сопротивления сжатию арматуры в таких элементах:

$$R_{sc} = \frac{(200 + 133\mu_k)E_s}{100000 + 200E_s/R_s} \text{ (кг/см}^2\text{)} \quad (1.1)$$

В работах Хаита И. Г., Чистякова Е. А. [88] приведены результаты экспериментального исследования центрально-сжатых элементов сечением 400×400 мм, армированных высокопрочной арматурой класса Ат-V (Ат800) с процентом армирования до $\mu = 6,1\%$ с косвенным армированием из стали класса А-III (А400). Исследования показали, что максимальные продольные деформации к моменту разрушения достигали значения $8 \dots 10\%$, напряжение в сжатой арматуре превышало $\sigma_{0,2}$, а следовательно прочностные свойства арматуры были максимально использованы.

В работе [5] отмечается, что в колоннах с хомутами напряжения в сжатой высокопрочной арматуре при кратковременном испытании могут

достигать 600...700 МПа. Косвенное армирование позволяет регулировать предельную деформативность бетона, а, следовательно, и напряжения в сжатой высокопрочной арматуре. Институт ЦНИИЭПторгово-бытовых зданий и туристических комплексов разработал чертежи колонн связевых каркасов многоэтажных зданий серии ИИ-04 с применением высокопрочной арматуры, достигнув снижения расхода металла до 25%.

И.Г. Людковский, В.М. Фонов и Н. В. Макаричева [47] исследовали трубобетонные элементы с продольной высокопрочной стержневой арматурой классов Ат-VI (Ат1000) и Ат-VII (Ат1200). Исследованиями установлено, что металлическая обойма создаёт условия объемного напряженного состояния, что благоприятствует повышению продольных деформаций бетона. Поэтому напряжения в арматуре достигали условного предела текучести.

Обширные исследования железобетонных элементов по увеличению деформативности бетона без конструктивных мероприятий при центральном и внецентренном сжатии проводились в УралНИИСтромпроект Минстройматериалов РСФСР. В работах приведены результаты исследования прочности центрально сжатых стоек с термоупрочненной арматурой Ат-V (Ат800) и Ат-VII (Ат1200). Исследования выполнялись на образцах сечением 200×200 мм и 250×250 мм высотой 1,0...1,5 м из бетона с кубиковой прочностью 24,5...43,3 МПа. Установлено, что увеличение несущей способности за счет повышения класса арматуры составило 20...50%. Предельные деформации бетона составили в среднем 0,3...0,6%. Максимальное напряжение в арматуре при $\mu=2...5\%$ достигало значения 630...1000 МПа.

Б.Я. Рискинд, В. В. Сурин [63] испытывали короткие центрально и внецентренно-нагруженные стойки сечением 150×200 и 200×200 мм высотой 1,5 м с термически упрочненной арматурой класса Ат-VI (Ат1000) и Ат-VII (Ат1200). Образцы были армированы вязаными каркасами из продольных стержней, хомутов и торцевых стальных пластин. Испытания коротких

центрально сжатых образцов из бетона прочностью 28...49.8 МПа показали, что предельные деформации составляли 0,24...0,58%, а напряжения в арматуре достигали значений 500...1130 МПа. На основе результатов этих работ были установлены области эффективного использования высокопрочной арматуры и разработаны рекомендации по расчету [61].

В дальнейшем, в НИИЖБ [91] были выполнены исследования на натуральных колоннах с целью выявления особенностей совместной работы высокопрочной арматуры класса Ат-V (Ат800) и бетона при больших процентах армирования. Экспериментальные исследования проводились на железобетонных колоннах сечением 400×400 мм при процентах армирования до 20% и с поперечным армированием хомутами и сварными сетками. Изготовление колонн производилось на московском заводе ЖБИ-18. Напряжения в арматуре при поперечном армировании сетками достигало значения $\sigma_{sc}=1000$ МПа, а при армировании хомутами $\sigma_{sc}=700$ МПа. Нормативная методика расчета сжатых элементов с косвенным армированием может применяться к колоннам с большим процентом армирования ($\mu > 10\%$). Учитывая опасный характер разрушения таких элементов, применялся коэффициент 0,95 к расчетному сопротивлению арматуры сжатию. По результатам данных испытаний в институте Моспроект-1 были запроектированы колонны с высокопрочной арматурой, используемые и на сегодняшний день в строительстве.

Таким образом, в рассмотренных выше работах исследования были проведены со стальной арматурой. Исследований сжатых элементов с композитной стеклопластиковой арматурой было выполнено относительно немного, что свидетельствует о недостаточном объеме научно-методической и экспериментально-практической информации.

1.2.2 Экспериментально-теоретические исследования сжатых элементов, армированных неметаллической композитной арматурой

Экспериментально-теоретическими исследованиями работы стеклопластбетонных конструкций занимались в НИИЖБ, ИСиА Госстроя БССР и некоторых других научно-исследовательских организациях. При этом работа сжатых элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой изучалась в основном в ИСиА Госстроя БССР (И.В. Подмостко [59] и Л.С. Фридман [86] под руководством Н.П. Фролова [87]).

Исследования сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, подтвердили увеличение несущей способности образцов за счет предварительного обжатия бетона и увеличения несущей способности гибких элементов по причине повышения их устойчивости, которая обеспечивается предварительным напряжением. Причем чем больше эксцентриситет приложения внешней силы, тем эффективнее предварительно напряженное армирование.

В ИСиА Госстроя БССР проводились исследования сжатых стеклопластбетонных конструкций с предварительным напряжением стеклокомпозитной арматуры. Испытывались колонны сечением 120×200 мм с гибкостью $\lambda = l_0/h > 20$, армированные продольными стержнями АСК диаметром 6 мм с предварительным обжатием $\sigma_s = 0; 0,11; 0,19; 0,26 R_{np}$. Испытывались образцы с эксцентриситетами $e_0/h = 0,166; 0,333; 0,5$ и $1,0$. Было отмечено, что предварительное напряжение АСК позволяет существенно увеличить жесткость, несущую способность и устойчивость сжатых элементов по сравнению с ненапряженными. По результатам работ были даны предложения по расчету сжатых элементов с АСК для проекта СНиП II-V.1-73 с учетом специфических особенностей характеристик АСК.

В [59] отмечается, что работа стеклокомпозитной арматуры без предварительного напряжения в сжатых бетонных элементах неэффективна. Опыты показывают, что ненапряженные стеклокомпозитбетонные и

бетонные колонны без армирования имеют практически идентичную несущую способность. Однако шаг поперечной арматуры в данном исследовании был относительно велик, что не позволяло получить обжатым бетон внутри ядра сечения.

Аналогичные результаты были получены Н. Г. Головиным и А. А. Пахратдиновым [17], испытывавшими серию колонн с применением щебня из отходов бетона с армированием стеклокомпозитной и стальной арматурой. Авторы отмечают, что влияние стеклокомпозитной арматуры на повышение несущей способности армированных образцов по сравнению с образцами из бетона незначительно. И в этих исследованиях шаг поперечной арматуры составлял близкое к границам нормы значение.

В.А. Невский [54] испытал 4 фрагмента натуральных бетонных колонн размерами $300 \times 300 \times 2000$ мм и $400 \times 400 \times 2000$ мм, армированных стальными и углекомпозитными продольными стержнями, а также 20 бетонных колонн размерами $100 \times 100 \times 1000$ мм, в которых варьировался тип продольного стержневого и наличие углефибрового и внешнего углекомпозитного армирования. В зависимости от величины эксцентриситета приложения продольной сжимающей силы e_0 экспериментальные конструкции были разделены на три группы: $e_0 = 0$, $e_0 = h/10$ и $e_0 = h/6$. По результатам исследований автор установил, что стержневое армирование фрагментов натуральных бетонных колонн стальной арматурой и АУК не приводит к значительному изменению характера деформирования сжатых конструкций даже с учетом разницы в значениях коэффициентов стержневого армирования. При этом несущая способность фрагментов КНБУ 20.3.3 и КНБУ 20.4.4 с продольным углекомпозитным армированием принимает меньшие значения по сравнению с железобетонными аналогами КНБС 20.3.3 и КНБС 20.4.4 на 16,4 и 3,4 % соответственно. Стоит отметить, что шаг хомутов в средней части испытуемых образцов составлял 200 мм, при размере сечения 300 мм, что близко к верхней границе требований норм и в

результате не создает эффективно обжатого ядра в средней части сечения колонн.

Тем не менее, в трех приведенных выше работах шаг поперечной арматуры был близок к верхней границе значений, рекомендованных нормами проектирования. Учитывая проанализированные ниже результаты успешных исследований композитобетонных сжатых элементов с постановкой поперечной арматуры чаще требуемого нормами, с утверждением, что несущая способность бетонных образцов со сжатой стеклокомпозитной арматурой сравнима с несущей способностью образцов из чистого бетона без арматуры однозначно нельзя согласиться.

Японские исследователи *Kobayashi* и *Fujisaki* [134] (1995) испытали АПА, УПА и СПА стержни на сжатие. Результаты эксперимента показали, что прочность при сжатии стержней арамидо-, угле- и стеклокомпозитной арматуры были 10, 30 и 30% от их прочности при растяжении соответственно.

Deitz и др. [119] испытал СПА №15 (Ø15 мм (0,59 дюймов)) на сжатие. Было заключено, что предельная прочность при сжатии приблизительно эквивалентна 50% предельной прочности при растяжении, в то время как модуль упругости при сжатии может быть приблизительно принят равным модулю упругости при растяжении.

Paramanathan [146] испытал 14 бетонных колонн сечением 200x200x1800 мм, армированных АСК. Было отмечено, что стержни АСК могут быть нагружены до 20-30% от их предельной прочности на сжатие, где до 70% в чистом изгибе.

Kawaguchi [133] испытал 12 бетонных колонн сечением 150x200x1400 мм (5,9x7,87x55,12 дюймов) армированных АПА и подверженных внецентренному растяжению или сжатию. Автор сообщил, что поведение бетонных колонн, армированных стержнями арамидокомпозитной арматурой, может быть описано, используя те же самые процедуры как для бетонных колонн со стальной арматурой.

Kobayashi и Fujisaki [134] испытали серию бетонных колонн сечением 200x200x650 мм (7,87×7,87×25,6 дюймов) с арамидо-, угле- и стеклокомпозитными стержнями на центральное сжатие. Три вида разрушения были отмечены: разрушение бетона, разрыв стержней композитной арматуры при сжатии, разрыв стержней при растяжении. Таким образом, было установлено, что пластичное разрушение бетонных колонн зависит от прочности на сжатие композитных стержней, которое может быть до 10% от его прочности на растяжение для арамида, 30-40% для стекла и 30-50% для углеродных волокон.

Alsayed и др. [99] испытали 15 бетонных колонн сечением 450×250×1200 мм (17,72×9,84×47,27 дюймов) под центральной осевой нагрузкой для исследования эффекта замены продольной и/или поперечных стальных арматурных стержней с эквивалентным количеством стеклопластиковых стержней. Замена стальных продольных арматурных стержней на стеклопластиковые снизило осевую несущую способность колонн на 13%. Несмотря на тип продольной арматуры, замена стальных хомутов на стеклопластиковые снизила осевую несущую способность колонн только на 10%. Более того, замена стальных хомутов на пластиковые не имела влияния на деформативность колонны приблизительно до 80% от предельной несущей способности.

De Luca и др. [118] испытали 5 бетонных колонн сечением 610×610×3000 мм (24×24×120 дюймов) на центральную нагрузку. Они заключили, что СПА могут использоваться в колоннах, но работа стержней СПА может быть исключена при определении номинальной несущей способности. Вдобавок они отметили, что композитные хомуты не увеличивают предельную несущую способность продольных стержней, но задерживают их потерю устойчивости.

В исследовании, опубликованном в 2013 г. канадскими учеными Venmokrane и др. [94] определялась осевая несущая способность колонн квадратного сечения армированных стеклокомпозитной продольной

арматурой и хомутами. Испытуемые колонны имели размер 350×350×1400 мм. По результатам исследований установлено, что колонны, армированные углекомпозитными хомутами достигли большей прочности обжатого бетона, чем колонны, армированные стеклокомпозитными хомутами.

В исследовании [94] было испытано на центральное сжатие 11 колонн круглого сечения в натуральную величину. 9 колонн было армировано стеклокомпозитной арматурой в качестве продольной арматуры и хомутов. Оставшиеся 2 колонны были изготовлены в качестве контрольных: один из чистого бетона без армирования и один со стальной арматурой. Все испытанные колонны имели 300 мм в диаметре и 1500 мм высоту. В выводах к работе отмечено, что колонны, армированные стекло-, углекомпозитной и стальной арматурой под нагрузкой ведут себя одинаково и демонстрируют линейную зависимость нагрузка-деформация на восходящей части графика вплоть до 85% от максимальной разрушающей нагрузки. Продольная несущая способность колонн со стеклокомпозитной арматурой была в среднем на 7% ниже, чем у аналога со стальной арматурой. Колонны с углекомпозитной арматурой также показали в среднем на 7% ниже несущую способность, чем аналогичные образцы со стальной арматурой. Доля (участие) композитной арматуры составляла в среднем 8 и 13% от несущей способности колонны для образцов, армированных стекло- и углекомпозитной арматурой соответственно, что достаточно близко к доле стальной арматуры (15%) в несущей способности колонн.

Канадские исследователи предложили следующие формулы (1.2) и (1.3) для расчета центрально-сжатых элементов круглого сечения без учета и с учетом сжатой стеклокомпозитной арматуры:

$$P_0 = 0.85 f_c' (A_g - A_F) \quad (1.2)$$

$$P_0 = 0.85 f_c' (A_g - A_F) + \alpha_g f_{fu} A_F, \quad (1.3)$$

где 0.85 – коэффициент, определяемый как отношение между прочностью бетона в конструкции и цилиндровой прочностью бетона;

f'_c – цилиндрическая прочность бетона;

A_g – площадь сечения колонны;

A_F – площадь сечения сжатой стеклокомпозитной арматуры;

α_g – коэффициент, учитывающий прочность стеклокомпозитной арматуры на сжатие в зависимости от ее прочности на растяжение;

f_{fu} – прочность стеклокомпозитной арматуры на растяжение.

Таким образом, исследования сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, подтвердили увеличение несущей способности жестких образцов за счет предварительного обжатия бетона и увеличения несущей способности гибких элементов по причине повышения их устойчивости. Отмечено, что армированные колонны из стекловолокна и углепластика под одинаковой нагрузкой функционировали подобно колоннам, армированным сталью. Вместе с тем, колонны, армированные углекомпозитными хомутами, достигли большей прочности обжатого бетона, чем колонны, армированные стеклокомпозитными хомутами.

В исследовании авторов [75] изучалось влияние продольного и поперечного армирования на несущую способность сжатых бетонных образцов с продольной стеклокомпозитной арматурой. Исследуемыми образцами являлись бетонные призмы с размерами 150×150×600 мм. Всего было испытано 39 образцов (13 серий по 3 образца) с различными параметрами продольного и поперечного армирования. Разрушение опытных образцов сопровождалось потерей устойчивости АСК в результате ее «выпучивания» или ее срезом в местах примыкания к поперечным хомутам. В результате исследования было получено, что повышение прочности при варьировании параметрами продольной и поперечной арматуры может достигать 19%.

В работе [151] было получено, что за счет постановки поперечной арматуры с шагом гораздо меньше требуемого нормами проектирования, внутри арматурного каркаса форма эффективно обжатого ядра не имеет линейный вид, как было принято считать ранее (Рисунок 1.1). Также был сделан вывод о том, что при учащении шага хомутов, площадь эффективно обжатого бетона внутри сечения увеличивается, приводя к повышению несущей способности.

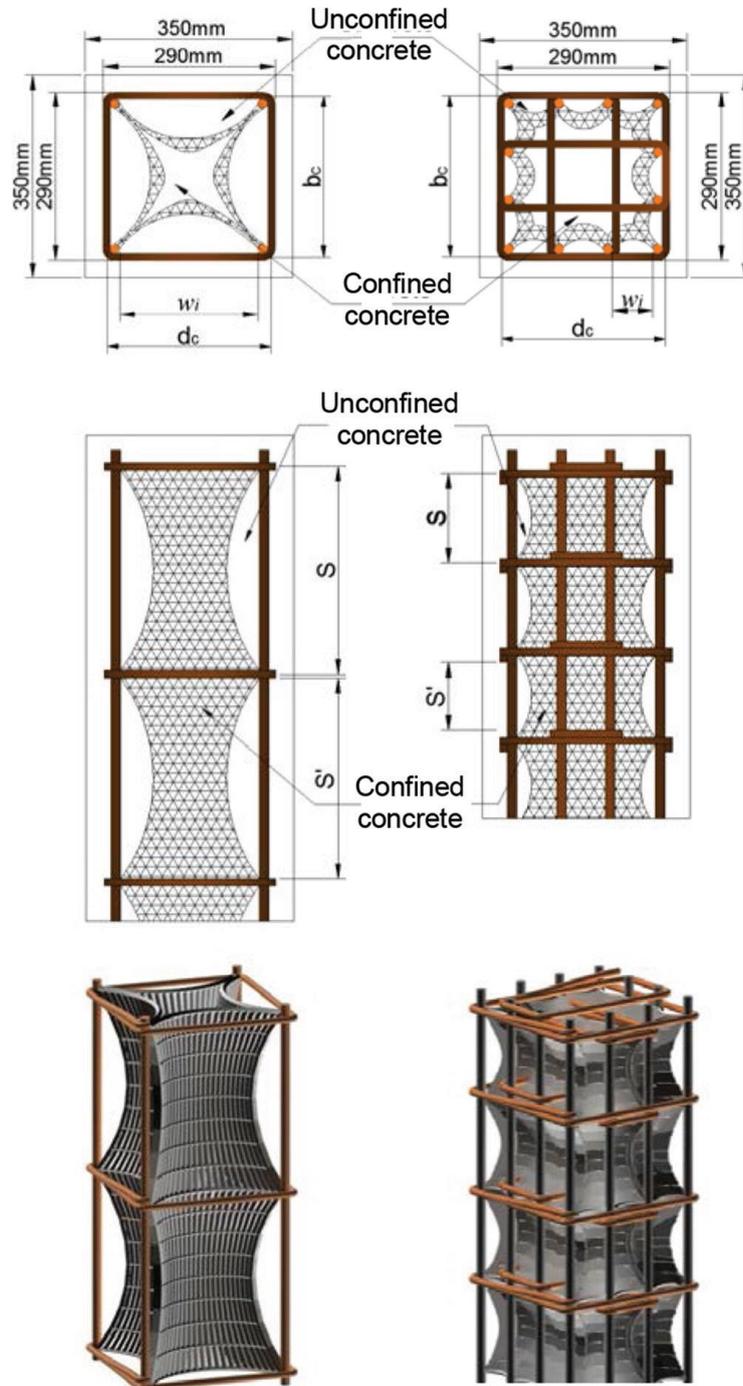


Рисунок 1.1 – Зона ограниченного бетона согласно работе [151]

1.2.3 Обзор методик расчета сжатых элементов с косвенным армированием

Проведено множество исследований с косвенным армированием стальной арматурой, в том числе и высокопрочной по результатам которых были предложены различные модели обжатия бетона [139,155]. Было доказано, что достаточное обжатие ядра сечения внутри арматурного каркаса с уменьшением шага поперечной арматуры улучшает как прочность, так и пластичность образцов. В частности, увеличение прочности от обжатия и наклона ниспадающей ветви на диаграмме деформирования бетона имеют значительное влияние на прочность и пластичность железобетонных колонн. С момента начала исследований в этой области несколько аналитических и эмпирических моделей были предложены для предсказания диаграмм напряжения-деформации.

В результате этого инженерные подходы составляют только 10% от общего количества исследований, однако большинство из них – это сочетание эмпирического и инженерного подхода [2]. Лишь небольшая часть исследований М. Котосова, Дж. Мандера, Кришан, А. Хасегауа базируется на теоретической основе. Однако большинство предложенных подходов к решению этой проблемы основаны на методе предельных сил. Таким образом, например, условия прочности трубобетонного элемента будут записаны следующим образом:

$$N_{ult} = R_{b3}A + \sigma_{pz}A_p, \quad (1.4)$$

где R_{b3} – прочность бетона при трехосном сжатии;

σ_{pz} – сжимающие напряжения в стальной трубе оболочки;

A и A_p – площади бетонного ядра и стальной трубы оболочки.

Согласно анализу публикаций на эту тему, наиболее подходящим расчетом для определения прочности конструкций с объемным напряженным

состоянием бетона является расчет по деформациям. Например, российские и европейские стандарты проектирования железобетонных конструкций [71] рекомендуют использовать такие расчеты, поскольку они более точные и надежные. Однако эти стандарты остаются общими рекомендациями и не содержат конкретных методов или хотя бы принципов расчета.

Были сделаны различные предложения по расчету прочности центрально уплотненных бетонных трубчатых элементов. Наиболее действенными являются следующие методы

Метод 1. Предложен кафедрой строительных конструкций Криворожского горнорудного института (КГРИ):

$$N \leq \beta R_b A_b + \alpha R_s A_s, \quad (1.5)$$

где α и β – коэффициенты эффективности обоймы и бетона при их совместной работе (определяются по графикам и таблицам работы).

Метод 2. Предложен в работе [77]:

$$N = \sigma_b^{\Pi} A_b + R_s A_s, \quad (1.6)$$

где σ_b^{Π} – напряжения в бетоне в момент достижения элементов предельного состояния. Суть данного метода расчета заключается в определении σ_{bn} для значения величины прочности трубобетонного элемента при граничных условиях. Уравнение (1.6) соответствует предложению В.А. Росновского и Р.С. Санжаровского.

Метод 3. Предложен в виде следующего выражения в работе [46]:

$$N \leq R_b + k |\sigma_o| A_b + \sigma_z A_s, \quad (1.7)$$

где $|\sigma_o|$ – боковое давление.

Особенностью метода расчета конструкций в условиях объемного напряжения внутреннего ядра является то, что он учитывает увеличение прочности бетона в продольном направлении. Предложенные методы расчета бетонных конструкций в благоприятных условиях объемных напряжений можно разделить на два типа.

Тун 1. Предложены методы расчета, в которых увеличение прочности бетона достигается увеличением призмной прочности до величины $R_b + k\sigma_o$. Полученная формула для сжатого элемента выглядит следующим образом:

$$N \leq A_b(R_b + k\sigma_o) + A_s R_s, \quad (1.8)$$

где σ_o – боковое давление на бетон;

k – коэффициент эффективности бокового давления.

Тун 2. Рассмотренный метод расчета заключается в учете увеличения прочности материала в результате работы в условиях объемного напряжения путем включения коэффициента эффективности. Для центрально сжатых элементов уравнение обычно выглядит следующим образом:

$$N \leq \beta A_b R_b + \alpha A_s R_s, \quad (1.9)$$

где β и α – коэффициенты эффективности работы бетона и стали соответственно.

К типу 1 относится методика расчетов железобетонных элементов с косвенным армированием, согласно СНиП 2.03.01-84* [67], прекратившего свое действие. Согласно этой методике, предлагается учитывать увеличение прочности бетона путем введения значений величины $R_{b,red}$ в формулу для косвенно армированных конструкций (спиральных и кольцевых):

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu_{cir} R_{s,cir} \left(\frac{1 - 7,5e_0}{d_{ef}} \right). \quad (1.10)$$

Из (1.10) видно, что эта величина ($R_{b,red}$) зависит от прочности арматуры на растяжение, объёмного коэффициента армирования μ_{cir} , а также относительного эксцентриситета e_0 . В нашем случае условного центрального сжатия влиянием эксцентриситета можно было бы пренебречь, поэтому формула (1.10) имеет вид:

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu_{cir} R_{s,cir}. \quad (1.11)$$

Из анализа уравнений (1.9) и (1.10) можно сделать вывод, что для расчета необходимо определить фактическое значение эффективности работы бетона в условиях объемного напряжения и коэффициент эффективности работы конструктивного элемента в целом.

При сравнении характеристик конструктивных элементов с различными методами армирования используются коэффициенты эффективности бетона η и эффективность конструктивного элемента в целом m .

$$\eta = \sigma_b / R_b . \quad (1.12)$$

$$m = N / R_s A_s + R_b A_b , \quad (1.13)$$

где σ_b – продольные напряжения в бетоне в момент разрушения;

N – несущая способность элемента.

У элементов, армированных только продольной арматурой и шагом поперечной арматуры согласно указаниям норм проектирования данные коэффициенты эффективности равны, т.е. $\eta = m = 1$.

Предыдущие эксперименты [13] показали, что характеристики эффективности бетона в условиях стесненности сильно зависят от метода армирования (Таблица 1.1).

Коэффициенты эффективности работы бетона, находящегося внутри арматурного каркаса и работающего в ограниченных условиях, может сильно варьироваться в зависимости от вида бетона. Например, для трубобетона $\eta = m$ составляет от 3,0 для бетона на легких заполнителях до 4,2 для обычного бетона; для элементов с сетчатым и спиральным армированием – от 1,4 до 1,8 соответственно; с уголковым армированием – от 1,2 до 1,5.

Таблица 1.1 – Зависимость коэффициентов эффективности работы бетона μ и конструктивного элемента m от способа армирования

| Вид элемента, способ армирования | μ | m |
|-------------------------------------|-----------|-----------|
| трубобетонный | 1,5...2,0 | 3,0...4,2 |
| С армированием | | |
| спиральным | 1,2...1,4 | 1,4...1,8 |
| сетчатым | 1,3...1,5 | 1,4...1,8 |
| листами | 1,2...1,4 | 1,4...1,7 |
| уголками | 1,1...1,2 | 1,2...1,5 |

Вопрос повышения прочности бетона при объемном напряженном состоянии нашел также отражение и в российских нормах по проектированию усиления железобетонных конструкций внешним армированием. Так, согласно п. 6.2.12 СП 164.1325800.2014 расчет по прочности сечений внецентренно-сжатых элементов, усиленных внешним армированием из композитных материалов, проводится с учетом повышения прочности бетона при объемном напряженном состоянии. Расчетные сопротивления бетона сжатию в осевом направлении определяются по формуле:

$$R_{b3} = R_b + k_{ef}k_e R_f \mu_f, \quad (1.14)$$

Можно отметить, что в формуле (1.14) увеличение прочности бетона зависит как от прочности самого материала (R_f) так и от процента его армирования (μ_f), а учитывая что внешнее армирование при усилении внецентренно сжатых элементов монтируется в поперечном направлении можно сделать прямую аналогию с поперечным армированием.

1.3 Обзор нормативных документов по расчету сжатых бетонных конструкций с композитной арматурой

Методики проектирования и применения композитной арматуры в конструкциях из бетона регламентированы следующими нормативными документами. В России: ГОСТ 31384-2017 (п. 7.4.6.2 и п. 10.11) [19], СП 28.13330.2012 [70], СП 295.1325800.2017 [72], СТО НОСТРОЙ 2.6.90-2013 [77], Р-16-78 НИИЖБ (СССР) [62]. За рубежом: АСІ 440.1R-15 (США) [93], CAN/CSA S806-12 [109], CHBDC-10 (Канада) [108], CNR-DT 203/2006 (Италия) [115], *fib* bulletin #40 [124], Model Code 2020 [143], ISIS Design Manual №3 (Канада), IStructE, JSCE (Япония), ДСТУ Н Б В.2.6-185:2012 (Украина) [28].

При этом следует отметить, что статус национального стандарта имеют только нормы Канады, в остальных странах нормы проектирования конструкций с композитной арматурой имеют либо статус рекомендательного, либо содержат обзор и сравнение методик проектирования.

В рекомендациях НИИЖБ Р-16-78 от 1978 г. [62] расчёт сечений изгибаемых и внецентренно-сжатых имеющих гибкость $l_0/h \leq 30$, стеклопластбетонных элементов предлагалось производить из условия в СНиП II-21-75 для общего случая:

$$\bar{M} \leq R_{np} \cdot S_{\sigma} - \sum \sigma_{ai} S_{ai}, \quad (1.15)$$

где \bar{M} – во внецентренно сжатых элементах – момент продольной силы N относительно оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр тяжести сечения наиболее растянутого стержня продольной арматуры;

S_{σ} и S_{ai} – статические моменты площади сечения сжатой зоны бетона и i -го стержня продольной арматуры относительно оси, параллельной

прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящую через центр тяжести сечения наиболее растянутого стержня продольной арматуры;

σ_{ai} – напряжение в i -м стержне продольной арматуры;

Высота сжатой зоны x и напряжение σ_{ai} в кгс/см² определяются из совместного решения уравнений:

$$R_{np} \cdot F_{\sigma} - \sum \sigma_{ai} \cdot f_{ai} - N = 0, \quad (1.16)$$

и

$$\sigma_{ai} = \frac{k}{1 - \frac{\xi_0}{1,1}} \left(\frac{\xi_0}{\xi_i} - 1 \right) + \sigma_{ai}$$

(1.17)

При этом во всех случаях должно соблюдаться условие:

$$R_{ai} \geq \sigma_{ai} \geq \sigma_{ci}. \quad (1.18)$$

В формулах (1.16) и (1.17):

f_{ai} – площадь сечения i -го стержня продольной арматуры;

σ_{ai} – предварительное напряжение в i -ом стержне продольной арматуры, определяемое при коэффициенте m_T , принимаемом в зависимости от расположения стержня в соответствии с п. 1. 12. рекомендаций:

ξ_i – относительная высота сжатой зоны бетона, равная

$$\xi_i = \frac{x}{h_{oi}}, \quad (1.19)$$

здесь h_{oi} – расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения i -го стержня арматуры и параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, до наиболее удаленной точки сжатой зоны сечения.

При расчёте внецентренно-сжатых стеклопластбетонных элементов необходимо учитывать случайный начальный эксцентриситет согласно

указаниям СНиП II-21-75 для внецентренно сжатых железобетонных элементов, а также влияние на их несущую способность прогиба.

Влияние прогиба на несущую способность внецентренно сжатых элементов учитывается, путем расчёта конструкций по деформированной схеме.

Допускалось производить расчёт конструкций на основе тяжелого цементного бетона по недеформированной схеме, учитывая при гибкости $l_0/r > 14$ влияние прогиба элемента на его прочность путём умножения e_0 на коэффициент η , определяемый по формуле (24) :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (1.20)$$

Условная критическая сила N_{cr} определяется по формуле:

$$N_{cr} = \frac{0,55 \cdot E_{\sigma} \cdot J}{l_0^2 \cdot K_{\text{дл}} \cdot \left(0,07 + \frac{t}{K_n} \right)}, \quad (1.21)$$

где l_0 – расчётная длина элемента;

J – момент инерции сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения и параллельной линии, ограничивающей сжатую зону;

t – коэффициент, принимаемый равным l_0/h , но не менее величины $t_{\text{мин}}$, определяемой по формуле (27) СНиП II-21-75:

$$t_{\text{мин}} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 R_{np} \quad (1.22)$$

$K_{\text{дл}}$ – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии;

K_n – коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента в предельном состоянии.

Величина коэффициента $K_{\partial n}$ определяется по формуле (26) СНиП II-21-75:

$$K_{\partial n} = 1 + \beta \frac{M_1^{\partial n}}{M_1}, \quad (1.23)$$

где β – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для конструкций на основе тяжелого цементного бетона.

M_1 – изгибающий момент относительно растянутой или менее сжатой грани сечения от совместного воздействия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

$M_1^{\partial n}$ – то же, от действия постоянных и длительных нагрузок.

При равномерном обжатии сечения напрягаемой стеклопластиковой арматурой K_n определяется по формуле:

$$K_n = 1 + 45 \frac{\sigma_{\partial, n}}{R_{нр.п}} \cdot \frac{e_0}{(5e_0 + h)}, \quad (1.24)$$

где $\sigma_{\partial, n}$ – напряжение обжатия бетона, определяемое при коэффициенте $m_T < 1$.

В СП295.1325800.2017 [72] имеется раздел, посвящённый расчёту внецентренно-сжатых конструкций с композитной арматурой. Расчёт по прочности прямоугольных сечений внецентренно-сжатых конструкций производится из условия:

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5\alpha), \quad (1.25)$$

где N – продольная сила от внешней нагрузки;

e – расстояние от точки приложения продольной силы N до центра тяжести сечения растянутой арматуры:

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2}, \quad (1.26)$$

здесь e_0 – случайный эксцентриситет, принимаемый по указаниям [69];

η – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность и определяемый по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (1.27)$$

где N_{cr} – условная критическая сила, определяемая по формуле:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} \quad (1.28)$$

где l_0 – расчётная длина конструкции, определяемая по СП 63.13330.2012;

D – жёсткость конструкции в предельной по прочности стадии, определяемой по формуле:

$$D = k_b \cdot E_b \cdot I, \quad (1.29)$$

где E_b – модуль упругости бетона;

I – момент инерции площади поперечного сечения конструкции относительно оси, проходящей через его центр тяжести;

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_l \cdot (0,3 + \delta_e)}, \quad (1.30)$$

φ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{II}}{M_I} \leq 2, \quad (1.31)$$

здесь M_I , M_{II} – моменты относительно центра наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня соответственно от действия постоянной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок;

δ_e – относительное значение эксцентриситета продольной силы l_0/h , принимаемое не менее 0,15 и не более 1,5.

Согласно п.5.2.8 СП295.1325800.2017 [72] расчётное значение сопротивления неметаллической композитной арматуры сжатию принимается равным нулю. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатой конструкции, при расчёте ее по прочности приведена на Рисунке 1.2.

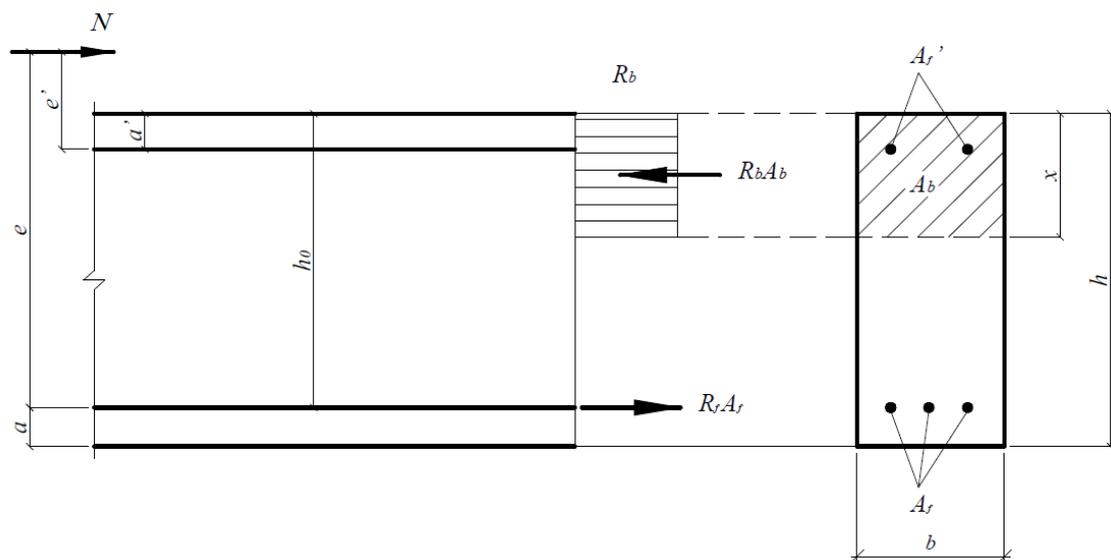


Рисунок 1.2 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатой конструкции, при расчёте ее по прочности (из Приложения Л к СП 63.13330.2012).

Американские нормы проектирования конструкций с композитной арматурой [93] на данный момент не рекомендуют ее использование в сжатых элементах (колоннах). В документе указывается, что прочность любых стержней на сжатие не должна учитываться при расчетах. Вдобавок, композитная арматура не должна использоваться как рабочая арматура ни в сжатых элементах (колоннах), ни как сжатая арматура в изгибаемых элементах. На данный момент отмечается недостаток изученности данного вопроса. Необходимы дальнейшие исследования.

Канадский норматив по проектированию мостов с композитной арматурой не содержит каких-либо рекомендаций или формул расчета для использования композитной арматуры в сжатых элементах.

Расчетная предельная нагрузка колонн P_r , представленная в канадском стандарте [109] аналогична указанной в канадском стандарте для проектирования традиционных железобетонных конструкций [107] с исключением участия стержней композитной арматуры:

$$P_r = \alpha_1 \varphi_c f'_c (A_g - A_{FRP}), \quad (1.32)$$

где $\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c \geq 0.67$ – соотношение средних напряжений в сжатой зоне сечения к расчетной прочности бетона;

φ_c – коэффициент надежности, принимаемый равным 0,65 для сжатых элементов;

f'_c – прочность бетона на сжатие;

A_g – площадь сечения элемента;

A_{FRP} – площадь сечения композитной арматуры.

1.4 Обзор нормативных документов с конструктивными требованиями по установке поперечной арматуры в сжатых элементах

В современных российских нормах проектирования [69] диаметр поперечной арматуры (хомутов) в вязаных каркасах внецентренно-сжатых элементов принимают не менее 0,25 наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее 6 мм. В сварных каркасах диаметр поперечной арматуры принимают не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры.

Во внецентренно-сжатых линейных элементах, а также в изгибаемых элементах при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры в целях предотвращения выпучивания продольной арматуры

следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500 мм (d – диаметр сжатой продольной арматуры).

Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5%, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $10d$ и не более 300 мм.

Конструкция хомутов (поперечных стержней) во внецентренно сжатых линейных элементах должна быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегибов, а эти перегибы – на расстоянии не более 400 мм по ширине грани. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

Согласно Еврокоду EN 1992-1-1 [121] минимальный диаметр поперечного стержня должен составлять не менее 6 мм или 0,25 диаметра наибольшего раскрытого стержня.

Шаг хомутов назначается, исходя из следующих требований:

- максимальное расстояние S_{max} между хомутами должно быть не более 20 диаметров продольного стержня наименьшего размера сечения колонны или 400 мм;
- на расстоянии, равном большему из размеров сечения колонны, выше и ниже плит или балок перекрытий указанный шаг должен быть уменьшен с применением коэффициента 0,6;
- указанное выше уменьшение шага требуется также в нахлесточных соединениях продольных стержней диаметром более 14 мм. Не менее трех поперечных стержней должны быть расположены равномерно по всей длине соединения внахлестку.

Согласно американским нормам проектирования железобетонных конструкций [92] (п. 10.9) все ненапрягаемые продольные стержни должны быть охвачены поперечной арматурой (хомутами) минимальным диаметром

9,5 мм для стержней рабочей продольной арматуры менее Ø32,3 мм и минимальным диаметром 12,7 мм для стержней рабочей продольной арматуры диаметром 35,8, 43 и 57,3 мм. Максимальный вертикальный шаг хомутов должен быть не более 16 диаметров продольной рабочей арматуры, 48 диаметров хомута или наименьшего размера сжатого элемента (колонны).

Канадский стандарт по проектированию традиционных железобетонных конструкций [107] предусматривает похожие формулы расчета, заложенные в американских нормах [92], за исключением внедрения коэффициента надежности по материалу для стали и бетона вместо коэффициента снижения прочности, используемого в [92]. Дополнительно канадские нормы используют коэффициент α_1 вместо k_c , который зависит от величины прочности необжатого бетона на сжатие. Формула для расчета максимальной сжимающей нагрузки сжатых элементов P_r выглядит следующим образом:

$$P_r = 0.8[\alpha_1 \varphi_c f'_c (A_g - A_{st}) + \varphi_s f_y A_{st}], \quad (1.33)$$

где P_r – расчетная предельная нагрузка при нулевом эксцентриситете,
 α_1 – соотношение средних напряжений в сжатой зоне сечения к расчетной прочности бетона;

φ_c – коэффициент надежности по бетону;

φ_s – коэффициент надежности по арматуре без преднапряжения;

f'_c – прочность бетона на сжатие

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c \geq 0.67. \quad (1.34)$$

Таким образом, отмечаем, что требования канадского стандарта по проценту армирования продольной и поперечной арматуры аналогичны требованиям американских норм *ACI 318-11*.

В итальянских нормах проектирования конструкций с композитной арматурой [115] для поперечной арматуры устанавливаются следующие требования:

- шаг поперечной арматуры в колоннах следует принимать не более $15d_f$ и не более 250 мм с учащением на участках примыкания горизонтальных конструкций до $1/6$ минимального размера сечения (но не более 150 мм);
- минимальный радиус загиба стержня следует принимать равным $6d$ (меньшие значения допускаются при специальном экспериментальном обосновании прочностных свойств АКП).

Рекомендации по расчету НИИЖБ от 1978 г. [62] не содержали каких-либо конструктивных требований к конструкциям, армированным АКП.

В СП 295.1325800.2017 [72] устанавливаются следующие ограничения относительно поперечного армирования. Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей конструкции, вблизи которых ставится продольная арматура.

Конструкция хомутов (поперечных стержней) во внецентренно-сжатых линейных элементах должна быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегибов, а эти перегибы – на расстоянии не более 400 мм по ширине грани. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

В дополнение к конструктивным требованиям по шагу и расположению поперечной арматуры в иностранных нормах проектирования вводится требование по минимальному проценту поперечного армирования. В российских нормах проектирования традиционных железобетонных конструкций [69] и по бетонным конструкциям, армированным АКП [72] аналогичных требований не предъявляется. Сводная таблица с требованиями по минимальному проценту поперечной арматуры согласно различным нормам проектирования представлена в Таблице 1.2.

По нормам проектирования минимальная площадь поперечной арматуры определяется, в основном, в балках. В то время, как британские нормы [106] указывают соотношение минимального процента армирования, как функцию предела текучести поперечной арматуры, американские [92], канадские [107] и Еврокод 2 [121] берут в расчет зависимость от сопротивления бетона на сжатие.

Таким образом, отмечаем, что для каждого случая требование по минимальному количеству поперечной арматуры имеет цель обеспечить запас по поперечной силе путем обеспечения полной передачи усилий через трещины и избежать большого раскрытия трещин в приопорных зонах. В результате, вполне резонно предположить, что данное ограничение должно обеспечить минимальную жесткость, и это может быть достигнуто за счёт контроля напряжений и деформаций.

Таблица 1.2 – Сводные данные по минимальному проценту поперечного армирования согласно различным нормам проектирования для ж/б конструкций и конструкций, армированных АКП

| № п/п | Нормы проектирования ЖБК | Процент армирования | Нормы проектирования конструкций с АКП | Процент армирования |
|-------|--------------------------|---|--|--|
| 1 | ACI 318-11 [92] | $0.06\sqrt{f'_c} \frac{1}{f_y}$ $> 0.35 \frac{1}{f_y}$ | ACI 440.1R-15 [93] | $0.35 \frac{1}{f_{fw}}$ |
| 2 | CSA A 23.3-94 [107] | $0.06\sqrt{f'_c} \frac{1}{f_y}$ | CAN/CSAS806-12 [109] | $0.3\sqrt{f'_c} \frac{1}{f_{fn}}$ |
| 3 | BS 8110 [106] | $0.4 \frac{1}{f_y}$ | IStructE (1999) | $0.4 \frac{1}{0.0025E_f}$ |
| 4 | EN 1992-1-1 [121] | $0.08\sqrt{f'_c} \frac{1}{f_y}$ | CNR-DT 203/2006 [115] (Италия) | $A_{fw,min}$ $= 0.06\sqrt{f_{ck}} \frac{b \cdot s}{0.004E_f}$ но не менее $\frac{0.35b \cdot s}{0.004E_f}$ |
| | | | Исследования Guadagnini и др. [128] | $0.08\sqrt{f'_c} \frac{1}{0.0045E_f}$ |
| 5 | СП 63.13330.2012 [69] | Нет требований к проценту поперечного армирования | СП 295.1325800.2017 [72] | Нет требований к проценту поперечного армирования |

где f_w – расчетное сопротивление поперечной арматуры, но не более $0.004E_f$
 f_y – предел текучести стальной арматуры
 E_f – модуль упругости композитной арматуры на растяжение

1.5 Постановка цели и задачи исследования

Обобщая материалы первой главы, можно отметить следующее. Почти все авторы экспериментальных исследований отмечают повышение несущей способности сжатых элементов при учащенной постановке поперечной арматуры. При этом уменьшаются поперечные деформации, а продольные наоборот возрастают. В то же время каких-либо расчетных зависимостей прочности элементов от шага поперечной арматуры ни авторами исследований, ни нормативными документами не предлагается.

Анализ литературы и экспериментальных исследований сжатых элементов показал возможность использования неметаллической стеклокомпозитной арматуры в центрально-сжатых элементах. В то же время наблюдается недостаток опытных данных в этой области и в современных нормах проектирования данный вопрос практически не отражен. Очевидно, что более уменьшение шага поперечной арматуры в сжатых элементах способствует сдерживанию поперечных деформаций и увеличению продольных, увеличению напряжений в сжатой арматуре и приводит к повышению несущей способности элемента в целом. Однако, по-видимому, существуют предельные значения шага для установки поперечной арматуры, при которых не происходит повышение несущей способности элемента в целом по сравнению с большими значениями шага.

Исследования поведения стержней композитной арматуры на сжатие [8,42,111] показали, что композитная арматура имеет гораздо меньшую прочность на сжатие, чем на растяжение. Модуль упругости при сжатии также значительно меньше модуля упругости при растяжении. На основании этого практически все западные нормы проектирования [28,93,115,124] не рекомендуют использовать композитную арматуру в качестве сжатой во внецентренно сжатых элементах. В некоторых нормах [109] также отмечается, что составляющая композитной арматуры в несущей способности сжатого элемента меньше, чем составляющая стальной

арматуры. Тем не менее, прочностью композитной арматуры на сжатие не стоит пренебрегать, как указывается в отдельных стандартах [93]. Необходимы дальнейшие исследования работы композитной арматуры на сжатие. Работы западных [150] и отечественных [44,94,118,] исследователей показали эффективную работу композитной арматуры в сжатых элементах при определенной постановке поперечной арматуры (хомутов).

В современных нормах проектирования [69,72] так и не были отражены зависимости увеличения несущей способности сжатых элементов в зависимости от шага поперечной арматуры.

Основной методикой расчета сжатых железобетонных элементов по прочности является методика СП 63.13330.2018 [69], которая не учитывает положительное влияние шага поперечной арматуры. Это связано с отсутствием достаточного количества необходимых опытных данных. В СП 295.1325800.2017 [72] также нет учета влияния учащенной постановки поперечной арматуры на прочность образцов.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие **задачи**:

1. Исследовать свойства стеклокомпозитной арматуры на растяжение, сжатие, поперечный срез, сцепление с бетоном.
2. Исследовать сжатые бетонные элементы, армированные стеклокомпозитной и стальной арматурой.
3. Изучить влияние шага поперечной арматуры на прочностные и деформативные свойства сжатых элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой.
4. Разработать методику расчёта сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной продольной и поперечной арматурой в зависимости от шага армирования.
5. Исследовать влияние материала продольного и поперечного армирования (сталь, стеклокомпозит) на прочность и деформативность образцов.

6. Изучить влияние физико-механических характеристик стеклокомпозитных хомутов на прочность центрально-сжатых образцов.
7. Предложить методику расчета сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, учитывающая влияние постановки поперечной арматуры с различным шагом.

1.6 Выводы по первой главе

1. Исследования сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, подтвердили увеличение несущей способности и пластичности образцов за счет уменьшения шага поперечной арматуры.
2. Колонны с армированием из стеклокомпозитной и углекомпозитной арматурой под одинаковой нагрузкой функционировали подобно колоннам, армированным сталью. Получено, что стеклокомпозитные хомуты не увеличивают предельную несущую способность продольных стержней, но задерживают их потерю устойчивости. Вместе с тем, колонны, армированные углекомпозитными хомутами, достигли большей прочности обжатого бетона, чем колонны, армированные стеклокомпозитными хомутами.
3. Отмечается недостаток объемов изученности вопросов проектирования конструкций с композитной арматурой в сжатых элементах (колоннах). По данной проблематике необходимы дальнейшие исследования. Выявлено, что отечественные и зарубежные нормы проектирования конструкций с композитной арматурой не содержат каких-либо рекомендаций или формул расчета для использования композитной арматуры в центрально-сжатых элементах с учетом повышения прочности бетона при изменении шага поперечной арматуры.

ГЛАВА II. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА СЖАТЫХ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, АРМИРОВАННЫХ СТЕКЛОКОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ

2.1 Общие положения

В современной практике проектирования железобетонных конструкций широко используются диаграммы σ - ε для бетона и стальной арматуры, которые позволяют учитывать особенности материала и, таким образом, показывают напряженно-деформированное состояние на всех стадиях работы.

Методы расчета сжатых элементов в условиях ограниченных поперечных деформаций, в основном, базируются на проведенных исследовательских работах.

Наличие или отсутствие продольной и поперечной арматуры оказывает значительное влияние на деформационные свойства бетона. Данные экспериментов с квадратными колоннами показывают, что железобетон ведет себя более пластично, чем неармированный бетон [7].

Анализ диаграммы деформации показывает, что восходящая ветвь σ - ε неармированного бетона имеет большой наклон, а у армированного восходящая ветвь отклоняется от прямой линии на ранней стадии нагружения. Более пластичное поведение железобетона объясняется наличием косвенной арматуры, которая сдерживает поперечные деформации.

Деформация, соответствующая максимальному напряжению в бетоне, в значительной степени зависит от процента косвенного армирования. Экспериментальные данные показывают, что этот процент колеблется между 1,7 % и 3,5 %.

Так, в работе [50] было отмечено, что падение напряжения в бетоне на нисходящей части ветви практически не зависит от скорости

деформирования и в основном определяется коэффициентом косвенного армирования.

Также видно, что чем выше процент поперечного армирования, тем более пологий ниспадающий участок. Предельная деформация бетона ε_{bu} , изменяется от 6 до 12‰ в зависимости от насыщения арматурой.

Прочность сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, исследована недостаточно. На сегодняшний день в России до сих пор не предложены модели обжатия для колонн квадратного сечения, армированных стеклокомпозитной арматурой. Рекомендации по расчету внецентренно-сжатых элементов с АКП, изложенные в [72], не подходят для центрально-сжатых элементов, так как не учитывают параметры продольного и поперечного армирования, а также объемное напряженное состояние ядра внутри арматурного каркаса.

Как было показано выше, напряжения в сжатой стеклокомпозитной арматуре из-за низкого модуля упругости не могут достигать таких высоких значений, предложенных зарубежными исследователями, поэтому данный подход также практически не применим. Кроме того, данный подход игнорирует влияние параметров поперечного армирования (диаметра, шага, прочности хомутов на сгибах) на прочность сжатого элемента, что, как было показано выше, неверно. В то же время игнорирование влияния композитной арматуры на прочность сжатых элементов давали недооценку прочности элементов на 35% и 25% соответственно [94, 95].

В общем, упругое поведение стеклокомпозитной арматуры в отличие от стальной арматуры даёт увеличение трехосного давления. Продольные деформации бетона увеличиваются под действием продольной нагрузки, эффективное давление продолжает расти параллельно с расширением бетона до разрыва композитной арматуры вследствие ее линейного хрупкого поведения. В случае стальной арматуры боковое давление остается в основном неизменным или увеличивается незначительно с расширением бетона после текучести арматуры. Обжатие в этой фазе может быть

аппроксимировано как постоянная величина и общее поведение обжатого бетона определяется свойствами бетона.

2.2 Предложение по расчету квадратных центрально-сжатых колонн, армированных стеклокомпозитной арматурой

В основу методики положена зависимость, полученная аналитическим путём, разработанная для предсказания прочности бетона ядра колонн, обжатого уменьшенным шагом поперечной арматуры. Предложенная модифицированная модель обжатия бетона была разработана на основе [139], известных положений теории железобетона, а также с учетом особенностей свойств композитной арматуры.

Предлагаемая методика имеет следующие допущения и ограничения:

- гипотеза плоских сечений Бернулли;
- гипотеза об изотропности стали, изотропных свойствах бетона и анизотропности композитного материала;
- гипотеза о связи между напряжениями и деформациями материалов в форме обобщенного закона Гука;
- все поперечные хомуты находятся в одинаковом напряженно-деформированном состоянии по всей длине элемента;
- поперечные деформации бетона, распределённые вдоль хомутов по всей высоте колонн, равны между собой;
- реализовано полное сцепление стеклокомпозитной арматуры и бетона;
- максимальные напряжения в поперечной арматуре (хомутах) не превышают значения $0,004E_f$, как указано в [72];
- прочность продольной стеклокомпозитной арматуры на сжатие прямо пропорциональна предельной деформации бетона и модулю упругости стеклокомпозитной арматуры на сжатие;

- остаточные напряжения и геометрические несовершенства заменяются эквивалентными начальными изгибными отклонениями, учитываемыми случайными эксцентриситетами.

Согласно последней предпосылке, в расчетах рассматривается случай центрального сжатия со случайным эксцентриситетом. Для сжатых железобетонных элементов случайный эксцентриситет принимается не менее 10 мм, $1/600$ длины и $1/30$ размера сечения элемента.

Как было установлено в процессе исследования состояния вопроса, коэффициент поперечного армирования не используется в российских нормах проектирования, а для элементов с композитной арматурой по предлагаемой методике будет подбираться по расчету. Через эффект обоймы может быть произведён выход на процент поперечного армирования. Для реализации эффекта обоймы и выхода на требуемый уровень обжатия бетона следует установить определенный диаметр и шаг продольного и поперечного армирования. В рамках предлагаемой методики впервые актуализируется необходимость определения процента армирования для сжатых колонн с продольной и поперечной АСК для повышения их несущей способности.

При расчете статически нагруженных армированных композитной арматурой бетонных элементов одной из важных задач является обеспечение прочности нормальных сечений, находящихся в условиях условного центрального сжатия.

Важной характеристикой бетона являются предельные деформации сжатия, которые в среднем принимаются $\varepsilon_{b,u}=200 \cdot 10^{-5}$. Начальное значение коэффициента Пуассона $\nu=0,2$.

Было установлено, что бетон наиболее эффективно функционирует в состоянии объемного напряжения, что привело к разработке различных типов косвенного армирования и конструкций с уменьшенным расстоянием между поперечными стержнями.

Сравнительная диаграмма «напряжение-деформация» представлена на Рисунке 2.1. На данном рисунке представлены 2 кривые. Одна кривая –

неограниченный бетон (нижняя кривая), другая кривая – ограниченный бетон (верхняя кривая). Верхняя кривая имеет две ветви: восходящую и нисходящую. Восходящая ветвь имеет изменяющийся угол наклона и начинается с нуля. После этого наклон кривой уменьшается до достижения максимальной прочности ограниченного бетона R_{cb} , ϵ_{cb} . После этой точки начинается нисходящая ветвь со слегка отрицательным наклоном, отражающая пластическое поведение. Кривая заканчивается в точке максимальной деформации ϵ_{bu} , где ломается первый хомут. Следующая (нижняя) кривая отражает поведение неограниченного бетона. Эта кривая имеет ту же восходящую ветвь, что и кривая для ограниченного бетона, с пиком при R_b , ϵ_{b0} , за которым следует нисходящая ветвь до $1,5...2\epsilon_{b0}$. После этого она имеет линейную зависимость до тех пор, пока сопротивление не станет равным нулю при появлении трещин ϵ_{sp} . В этом случае очень важно найти зависимость для определения напряженно-деформированного состояния ограниченного бетонного ядра внутри хомутов.

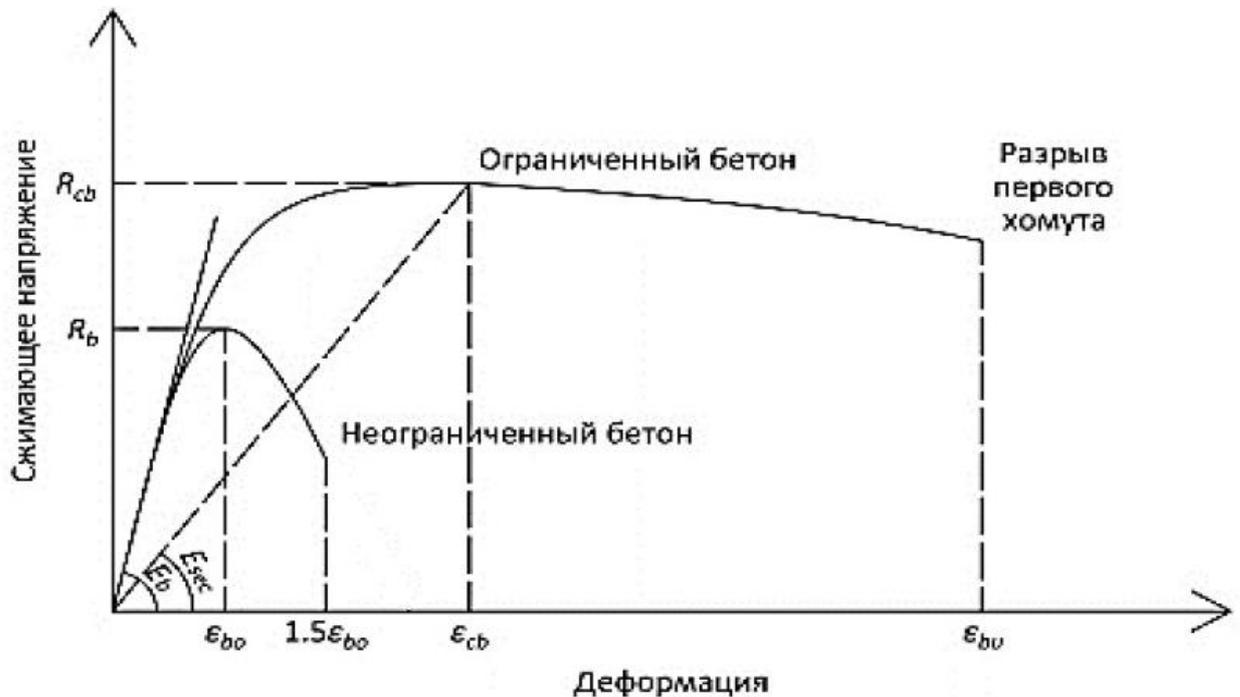


Рисунок 2.1 – Сравнительная диаграмма «напряжение-деформация» для ограниченного и неограниченного бетона

В элементах с косвенным армированием или уменьшенным относительно требований норм проектирования шагом поперечной арматуры, деформации бетонного ядра стеснены арматурой, и следует признать наличие не равных нулю напряжений в поперечном сечении элемента.

Бетон характеризуется нелинейной зависимостью «напряжения-деформации» на всех уровнях напряженного состояния [9], что объясняется возникновением и развитием микротрещин [7]. Для элементов с косвенным армированием это обстоятельство усложняется тем, что бетон находится в объёмном напряженном состоянии.

В случае элементов, армированных полимерной композитной арматурой с косвенным армированием решение проблемы определения метода расчета, имеет большое значение. В конструкциях, косвенно армированных композитной арматурой, как и в обычных железобетонных конструкциях, существует несколько стадий деформационного поведения от начальной нагрузки до разрушения, характеризующихся различными значениями и свойствами деформаций и напряжений.

Основываясь на предыдущих экспериментах с косвенно армированными элементами, предположим, что при малых нагрузках арматура деформируется упруго, и в бетоне начинает появляться пластическая деформация. При увеличении нагрузки в бетоне появляются микротрещины, и боковое давление между бетоном и косвенным армированием увеличивается.

При дальнейшем увеличении нагрузки продольные напряжения в композитной арматуре продолжают расти, и процесс образования трещин в бетонном ядре идет в направлении действия силы. В этих условиях элементы косвенной арматуры способны воспринимать возрастающие нагрузки, хотя наблюдаются большие деформации.

Рассмотрим 4 возможных предельных состояния по прочности, где несущая способность элемента характеризуется продольной силой:

- 1) $N1$, соответствующей заранее заданному значению продольной деформации $\varepsilon_{прод.} = const$.
- 2) $N2$, соответствующей деформации $\varepsilon_{прод.} = \varepsilon_u$.
- 3) $N3$, соответствующей достижению предела прочности поперечной арматуры (хомутов).
- 4) $N4$, соответствующей наибольшей сжимающей силе, которую может выдержать образец.

В [33] правильно показано, что силы $N3$ и $N4$ не сильно отличаются. Из четырех вариантов граничных условий прочности элементов можно предложить второй вариант. Это связано с тем, что первый вариант не исключает использование неполной прочности элементов, а третий и четвертый варианты игнорируют большие деформации.

Следует отметить, что при традиционных расчетах железобетонных конструкций часто задается наперед предельное значение для продольных деформаций. В случае железобетона адекватность этих граничных условий объясняется широким разнообразием типов бетона и различными прочностными и деформационными свойствами.

На основании обобщения ряда экспериментальных исследований О.Я. Берга [7], А.А. Гвоздева [13], Г.А. Гениева [14] сделано заключение, что приложение бокового давления к сжимаемому бетонному элементу принципиально меняет процесс деформирования бетона и характер трещинообразования. В условиях объёмного сжатия наступает не только более позднее образование микротрещин, но и возможно их закрытие при отдельных соотношениях компонентов напряжений, в результате чего увеличивается сопротивление материала, по сравнению с прочностью при одноосевом сжатии. В то же время предельная деформация бетона увеличивается. Также было обнаружено, что прочность в продольном направлении значительно увеличилась, даже когда поперечное напряжение было относительно небольшим.

Влияние увеличения прочности бетона внутри оболочки можно оценить по коэффициенту k , который рассчитывается на основе уравнения (2.1) из [78]:

$$k = \frac{N_k - N_u}{N_u}, \quad (2.1)$$

где N_k – предельная нагрузка на армированные бетонные цилиндры;

N_u – то же, на бетонные цилиндры без обоймы.

Значения коэффициента k варьируются от 1 до 7,9 в зависимости от деформативных и прочностных свойств бетона, площади сечения и шага поперечной арматуры. Анализ известных исследований в области ограниченного бетона показывает, что около 50% всех зависимостей по определению прочности бетона представляют собой чисто эмпирические подходы.

Исходными данными для деформационного расчета являются диаграммы деформирования бетона и арматуры. В нашем случае, с уменьшенным шагом поперечной арматуры, бетон, заключённый внутри арматурного каркаса, работает в условиях трехосного напряженного состояния, поэтому следует уделить особое внимание построению диаграмм.

В конструкциях промышленного и гражданского строительства колонны круглого сечения применяются редко, поэтому, для дальнейшего рассмотрения будем использовать колонны квадратного и прямоугольного сечения.

Предполагается, что диаграмма деформирования бетона представляет собой кривую с восходящими и нисходящими участками. На основе анализа аналогичных работ можно предложить многоточечной метод построения диаграммы.

Практический подход заключается в рассмотрении напряженно-деформированного состояния коротких бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, с геометрическими и конструктивными

параметрами, аналогичными параметрам рассчитываемой конструкции. В этом случае расчет необходимых параметров, производится путем рассмотрения соответствия условий совместной работы бетона и композитной арматуры при ступенчатом увеличении осевой деформации бетона.

Все компоненты напряженно-деформированного состояния бетона, продольной и поперечной арматуры рассчитываются для полученного уровня деформаций (по отношению к предельным). При этом нелинейные свойства бетона и арматуры учитываются за счёт коэффициентов упругости и поперечных деформаций. Необходимые расчетные зависимости принимаются согласно предложениям указанных выше работ [34, 36].

В момент, когда осевое сжимающее напряжение бетона достигает заданного значения призмочной прочности, заканчивается первая итерация. Далее уточняются значения деформаций бетона в верхней части диаграммы. Расчет повторяется до тех пор, пока не будет достигнута заданная точность.

Установка поперечной арматуры с маленьким шагом несколько усложняет расчет. По ходу роста сжимающей нагрузки, бетон в зоне, ограниченной хомутами, подвергается поперечному напряжению силы реакции из-за сдерживающего эффекта поперечной арматуры. При увеличении напряжений бетон подвергается значительной пластической деформации. В связи с этим, принцип суперпозиции применить для решения данной задачи невозможно.

При расчете трубобетонных элементов с арматурным каркасом внутри контура поперечного сечения ранее предлагалось выделять три характерные зоны, с разным напряженно-деформированным состоянием [34].

В нашем случае, благодаря уменьшенному шагу поперечной арматуры в поперечном сечении элемента могут быть только 2 характерные зоны – $A1$ внутри арматурного каркаса и $A2$ от наружной грани колонны до внутренней грани арматурного каркаса. Внутри зоны $A1$ предполагается, что бетон

находится в условиях объемного НДС, в то время как в зоне $A2$ НДС бетона можно охарактеризовать как одноосное сжатие.

В остальном расчёт предлагается производить по аналогии с трубобетоном квадратного сечения без учета оболочки, но с учетом установки поперечного армирования (Рисунок 2.2). Контакт бетона с арматурным каркасом осуществляется по хомутам и продольной арматуре.

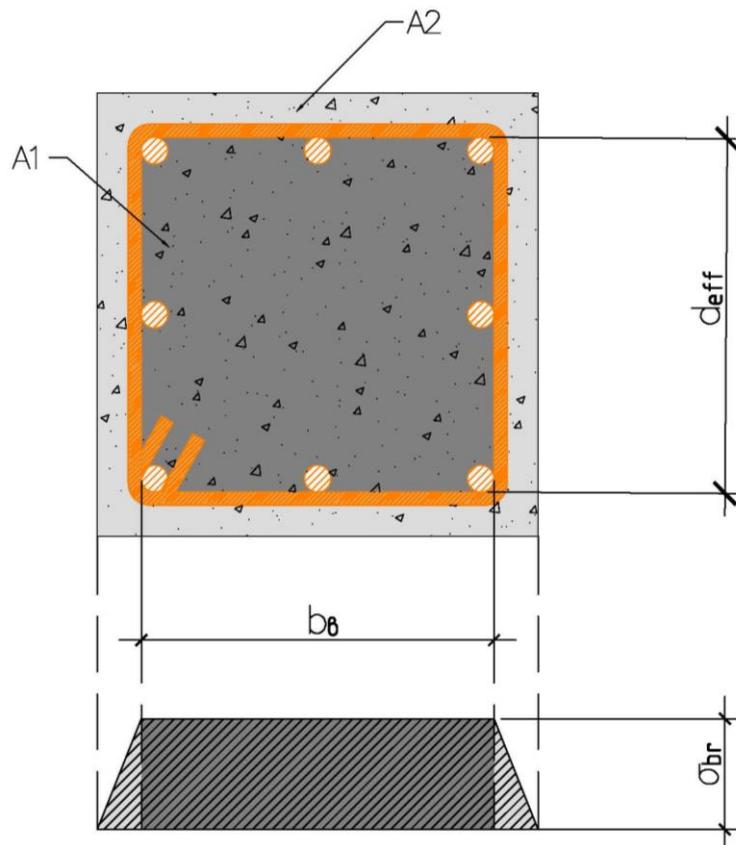


Рисунок 2.2 – Эпюра бокового давления по сечению ядра

Определяющей составляющей при расчете является деформация укорочения бетона в верхней точке диаграммы деформирования, так как предельные учитываемые в расчете деформации самой арматуры от этой величины и зависят (см. выше). В связи с этим расчет начинается с определения приблизительных значений относительных деформаций укорочения бетона ε_{b00} в вершине диаграммы « σ_{bz} - ε_{bz} ». Далее по мере выполнения расчета эта величина корректируется.

2.3 Расчет несущей способности сжатых квадратных элементов с учетом увеличения прочности бетона ядра сечения

Основные положения предлагаемого метода расчета для центрированных элементов сжатия заключаются в следующем. Рассмотрим элемент, подверженный сжимающей нагрузке N со случайными эксцентриситетами на обоих концах. Предлагается учесть увеличение прочности бетона вследствие работы в условиях объёмного НДС в контуре арматурном каркасе (Рисунок 2.3).

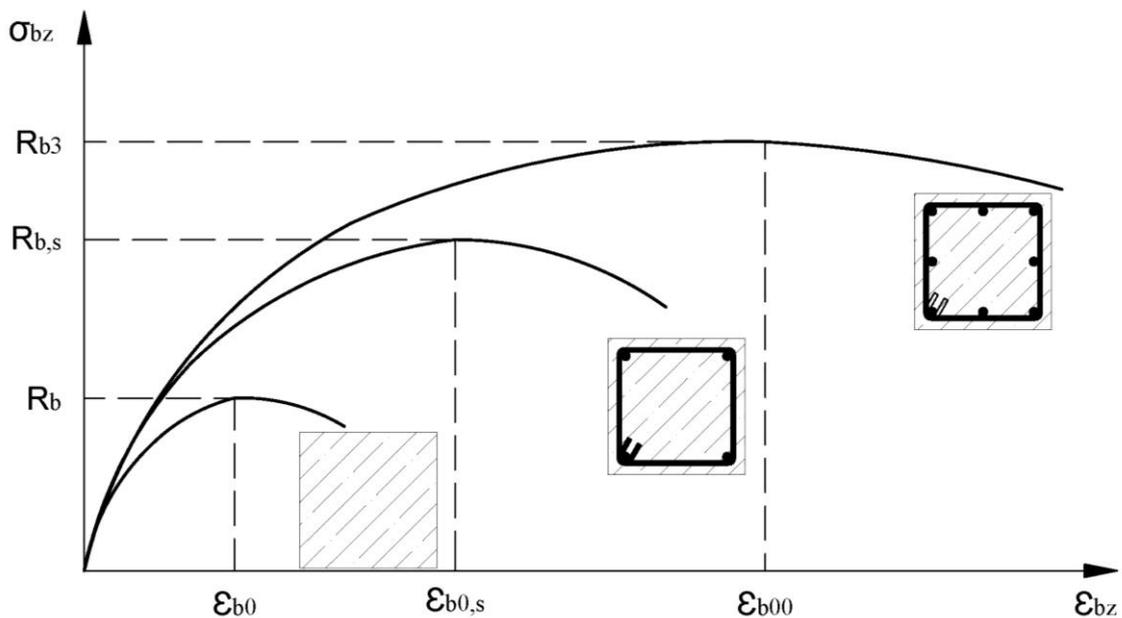


Рисунок 2.3 – Диаграммы деформирования бетона в зависимости от конструктивного решения центрально-сжатого элемента

Поскольку величина деформации ε_{b00} в значительной степени зависит от прочности бетонного ядра, эта прочность также должна быть рассчитана в первом приближении, и ее значение также должно быть определено в расчете. Первая итерация расчета согласно [35] для определения прочности объёмно-сжатого ядра бетона квадратного сечения R_{b3} дает следующее уравнение:

$$R_{b3} = R_b \left[1 + 0.75 \xi \alpha_p \left(0.5 \bar{\sigma} + \frac{\bar{\sigma} - 2}{4} + \sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma} - 2}{4} \right)^2 + \frac{\bar{\sigma}}{b_1}} \right) \right], \quad (2.2)$$

где α_p – коэффициент упрочнения холодногнутых профилей, который здесь принимается равным 1;

ξ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения главных напряжений в квадратном сечении бетонного ядра, определяемый согласно выражению из указанной работы:

$$\xi = \left(1 - 0,01 \frac{b}{\delta} \right)^2 \geq 0, \quad (2.3)$$

где b – ширина поперечного сечения;

δ – толщина стенки стальной трубы-оболочки;

b_1 – размер сечения элемента.

Так как боковое давление оказывает существенное влияние на прочность бетонного ядра, то, чтобы использовать формулу (2.2), необходимо найти величину $\bar{\sigma}$.

Формула для определения прочности сечения с арматурным каркасом из композитной арматуры, находящегося при объёмном сжатии, может быть выражена через усредненное значение прочности периферийной и центральной зон:

$$R_{b3,m} = \frac{R_{b3,s} A_{s,z} + R_b (A - A_{s,z})}{A}, \quad (2.4)$$

где $R_{b3,s}$ – прочность бетона ядра при сжатии центральной зоны, с косвенным армированием в виде поперечной стеклокомпозитной арматуры, установленной чаще, чем требуется нормами.

$A_{s,z}$ – площадь зоны бетона внутри хомутов.

Прочность бетонного армированного ядра $R_{b3,s}$ определяется по формуле (2.3) с заменой R_b на $R_{b,s}$ и $\bar{\sigma}$ на $\bar{\sigma}_s$ (или $\bar{\sigma}_f$). В данном случае $\bar{\sigma}_s$ –

относительная величина бокового давления в предельном состоянии со стороны арматурного каркаса на бетонное ядро и $R_{b,s}$ – прочность бетона при сжатии с косвенным армированием часто установленной поперечной арматурой.

Прочность при сжатии бетона с косвенным армированием композитными хомутами $R_{b,3f}$ вычисляется по формуле:

$$R_{b3,f} = R_b \left[1 + \left(0.5\bar{\sigma}_{sc} + \frac{\bar{\sigma}_{sc}-2}{4} + \sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma}_{sc}-2}{4}\right)^2 + \frac{\sigma_{sc}}{b_1}} \right) \right], \quad (2.5)$$

в которой $\bar{\sigma}_{sc}$ - относительные радиальные напряжения внутри арматурного каркаса.

Значение $\bar{\sigma}$ определяется по формуле из [36]:

$$\bar{\sigma} = 0,48e^{-1,5b_1} \rho^{0,8}. \quad (2.6)$$

В формуле (2.6) значение коэффициента конструктивного элемента ρ заменяется на ρ_s , который определяется следующим выражением:

$$\rho_s = \frac{\sigma_{y,p} A_p}{R_{b,s} A}. \quad (2.7)$$

Величина $\bar{\sigma}_{sc}$ в традиционном виде определяется по формуле:

$$\sigma_{sc} = \frac{\mu_{sc} \sigma_{y,sc}}{R_b}, \quad (2.8)$$

где $\sigma_{y,sc}$ - предел текучести спирали;

μ_{fc} - коэффициент косвенного армирования поперечной арматурой (хомутами).

Площадь поперечного сечения хомута A_{fc} , область, ограниченная хомутами d_{eff} и шаг хомутов s . Оказывают значительное влияние на значение коэффициента косвенного армирования поперечной арматурой (хомутами). Коэффициент μ_{fc} рассчитывается по следующей формуле:

$$\mu_{fc} = \frac{2A_{fc}}{d_{eff}s} . \quad (2.9)$$

Формулы (2.8) и (2.9) отражают ранее высказанное предположение о том, что чем меньше шаг поперечного армирования, тем выше будут относительные радиальные напряжения внутри каркаса и, следовательно, выше будет прочность бетонного ядра.

В нашем случае, в формуле (2.8) вместо предела текучести стали $\sigma_{y,sc}$ необходимо использовать предел прочности материала, из которого изготавливаются хомуты, а именно стеклокомпозитной арматуры. В текущей практике строительства гнутые стержни из стали уже поставляются на площадку изготовленными в заводских условиях или гнутся на месте. В отличие от композитной арматуры стальная имеет упругопластический характер деформирования и, следовательно, может быть легко оправлена «на холодную». Текущие нормы проектирования указывают для стальной арматуры радиус оправки от $2,5ds$ для мягкой стали, что соответствует максимальной деформации в 20%. Композитная арматура со сгибами или в виде хомутов изготавливается только в заводских условиях и поставляется на объект в готовом виде. В случае композитной арматуры также могут быть проблемы, связанные с потенциальной потерей устойчивости волокон на внутренней (сжатой) стороне. Кроме того, обычное значение предельной деформации композитных материалов варьируется от 1 до 2,5%, следовательно, деформации в волокнах должны контролироваться во избежание преждевременного разрушения всего арматурного стержня. Как результат, холодная оправка композитной арматуры требует больших значений радиуса, чем для стальной арматуры.

Также известно [153], что прочность на сгибах стержней композитной арматуры меньше, чем прочность прямого стержня. Ключевым фактором здесь является параллельность волокон. Так, для волокон снижение

прочности начинается для углов в 5° . Для ламинатов с углом наклона волокон от оси в 30° прочность составляет только 10% от начальной.

Хорошим компромиссом между механическими свойствами, удобством изготовления и применения композитных хомутов считается диаметр сгиба в 7 раз больший, чем диаметр хомута [104]. Кроме того, некоторыми исследователями [141] были получены графики зависимости прочности стержней композитной арматуры от угла наклона волокон (Рисунок 2.4).

Учитывая вышесказанное, можно заключить, что для композитных хомутов прочность стержней на сгибах критически зависит от угла наклона волокон. Данный факт нашел отражение в нормах проектирования РФ для конструкций, армированных композитной полимерной арматурой [72]. Так, согласно п.5.2.10 [72] расчетное значение R_{fw} сопротивления композитной полимерной арматуры растяжению при радиусе загиба хомутов не менее bd_{fw} следует определять по формуле:

$$R_{fw} = 0.004E_f \leq 0,5R_f \quad (2.10)$$

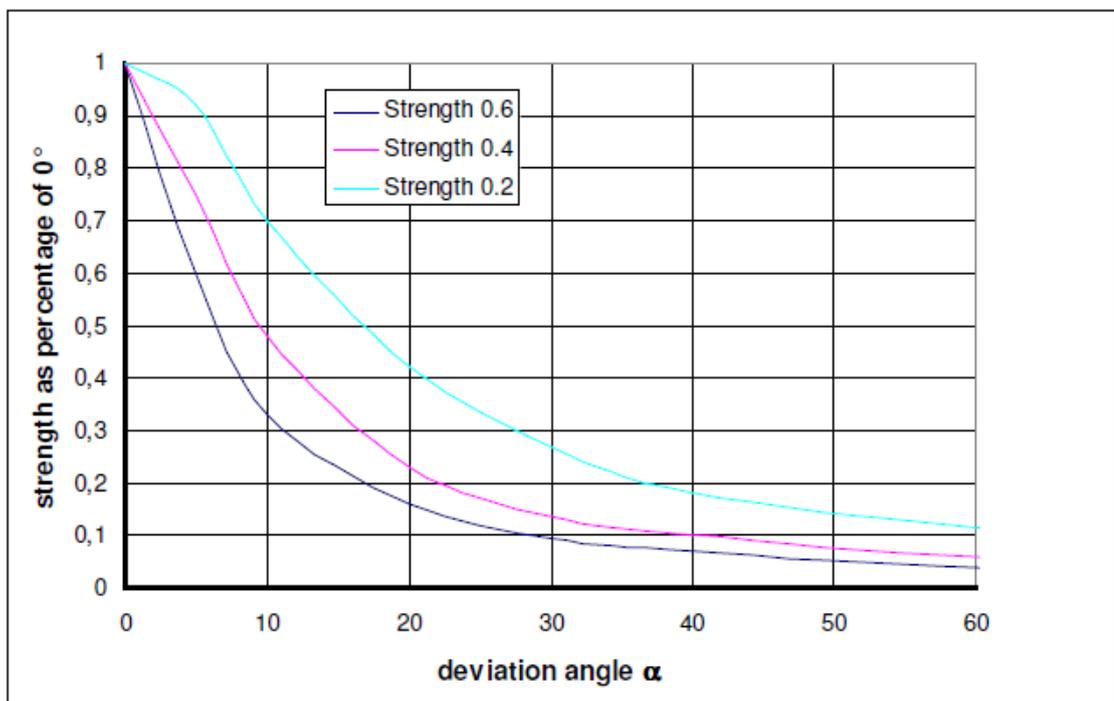


Рисунок 2.4 – Влияние угла наклона волокон на прочность композитов для различного процентного объемного содержания волокон [141]

Таким образом, при наиболее часто встречающемся значении модуля упругости стеклокомпозитной арматуры 50000 МПа в формулу (2.8) вместо $\sigma_{y,sc}$ необходимо подставлять не более $R_{fw}=200 \text{ МПа}$.

В таком случае формула (2.8) будет иметь вид:

$$\sigma_{fc} = \frac{\mu_{fc} R_{fw}}{R_b}, \quad (2.11)$$

Здесь следует отметить, что из-за более низкого значения прочности стеклокомпозитных хомутов на сгибах, значения $\bar{\sigma}_{fc}$ для колонн с АСК будут меньше, чем для колонн с металлической арматурой, что должно приводить к несколько меньшему эффекту увеличения прочности бетона ядра сечения.

Также важно определить площадь эффективно ограниченного ядра сечения. Согласно работе [81] площадь эффективно ограниченного бетонного ядра A_e считается меньше, чем площади ядра, ограниченного центральными линиями хомутов, без учета площади продольной арматуры A_{fc} . Предполагается, что площадь внутри центральных линий периметра хомутов и является зоной ограниченного бетона (Рисунки 2.5, 2.6, 2.7).

Общая площадь неэффективно ограниченного бетона ядра в уровне хомутов при их количестве n :

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6}. \quad (2.12)$$

Как видно из Рисунков 2.5- 2.7 контур эффективно ограниченного ядра не является квадратным или прямоугольным, как было принято считать ранее. Из уравнения площади квадратной параболы видно, что ордината параболы зависит от абсциссы (шаг продольной арматуры). То есть с уменьшением расстояния между стержнями продольной арматуры уменьшается и ордината параболы. Вместе с тем сокращается площадь необжатого бетона и увеличивается площадь эффективно обжатого бетона. По вышесказанному можно сделать вывод, что насыщение продольной арматурой, т. е. учащение её шага напрямую влияет на площадь эффективно

ограниченного ядра, заключенного внутри хомутов, и, в результате, влияет на повышение несущей способности центрально-сжатого элемента.

Если допустить, что граница эффективно ограниченного бетона между двумя соседними хомутами представляет собой квадратную параболу с начальным углом наклона 45° , то отношение площади эффективно ограниченного бетона к площади ядра будет иметь вид:

$$\lambda = \frac{\left(A_{et} - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \right)}{A_{et}}, \quad (2.13)$$

где $A_{et} = b_c d_c$.

Или, как было показано в работе [151] зона эффективно-обжатого бетона внутри арматурного каркаса имеет вид как показано на Рисунке 1.1.

Площадь эффективно ограниченного бетона в сечении определяется в срединной плоскости между двумя соседними хомутами:

$$A_{emt} = \left(b_c - \frac{s'}{2} \right) \left(d_c - \frac{s'}{2} \right) = b_c d_c \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right). \quad (2.14)$$

Соответственно, эффективная площадь в среднем сечении вычисляется, как:

$$A_e = \lambda b_c d_c \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) = \frac{1}{b_c d_c} \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \right) b_c d_c \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right), \quad (2.15)$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right). \quad (2.16)$$

При этом, как было показано ранее, прочностью стеклокомпозитной арматуры не стоит пренебрегать. Используя закон Гука и принимая равными деформации бетона и арматуры ($\varepsilon_b = \varepsilon_s$), а также взяв за предельное значение деформации для тяжелых бетонов $\varepsilon_{b,ult} = 0.0035$ можно получить, что расчетное сопротивление в стеклокомпозитной арматуре может быть принято:

$$R_{fc} = \varepsilon_{b,ult} E_{fc}. \quad (2.17)$$

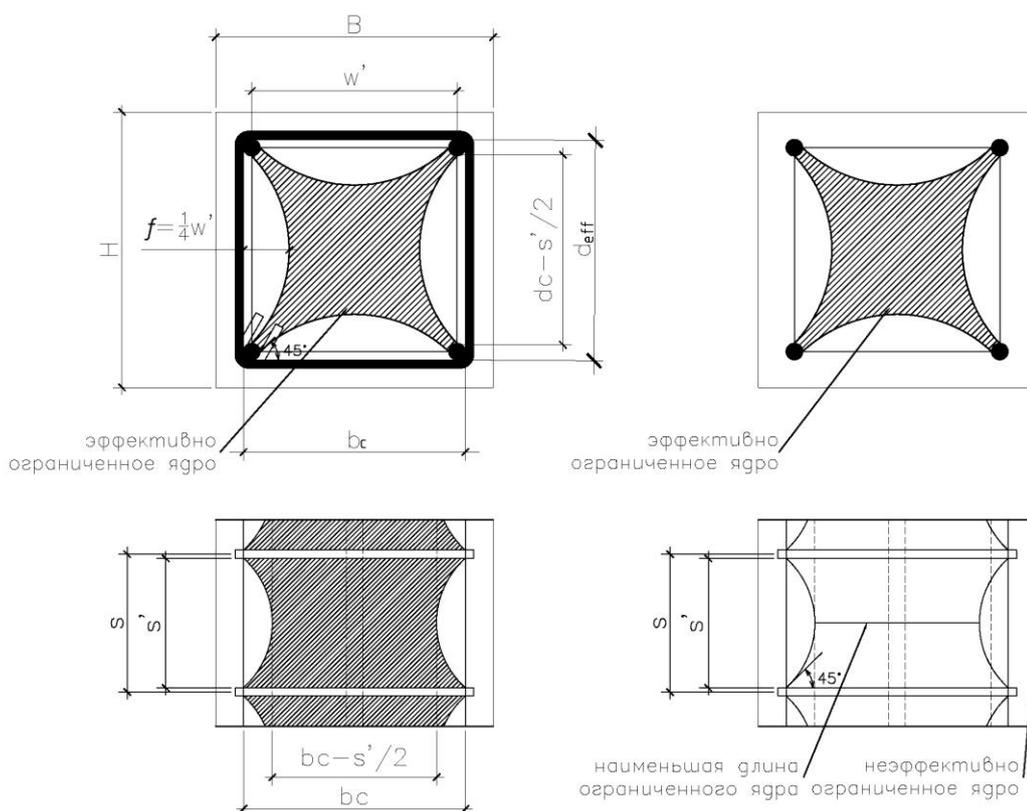


Рисунок 2.5 – Зона ограниченного бетона при обычном шаге поперечной арматуры

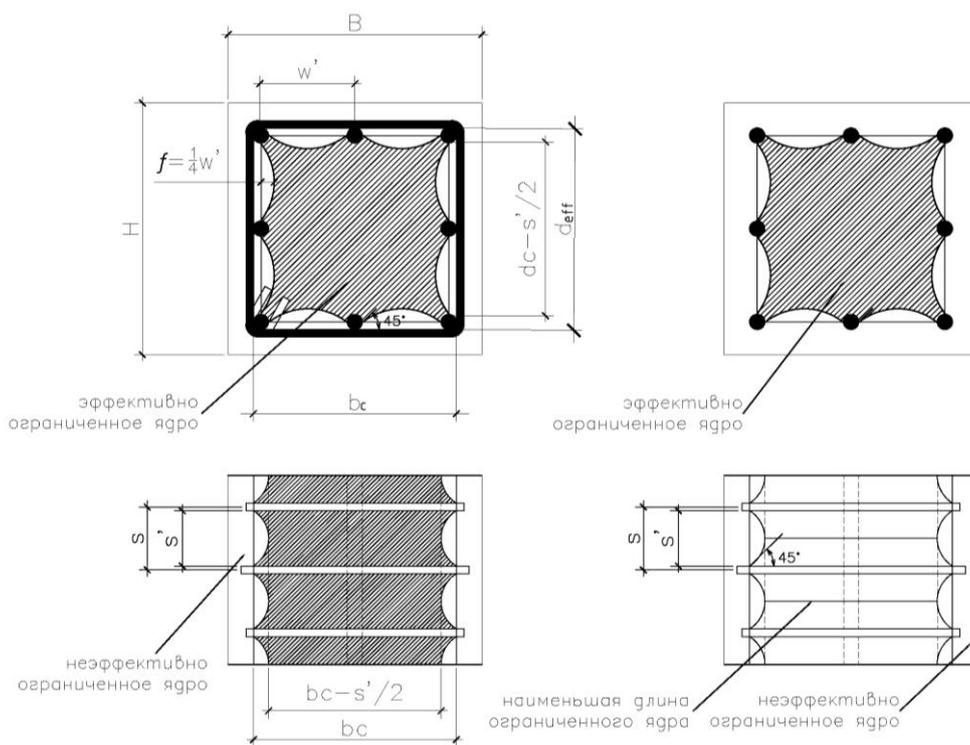


Рисунок 2.6 – Зона ограниченного бетона при учащенном шаге поперечной арматуры



Рисунок 2.7 – Визуализация эффективно ограниченного бетона при обычном (слева) и учащенном (справа) шаге поперечной арматуры

В итоге, несущая способность центрально-сжатого элемента с композитным армированием может быть представлена следующим выражением:

$$N_{ult,3f} = R_{b3,f}A_e + R_b(A - A_e) + \varepsilon_{b,ult}E_{fc}A_{fc}. \quad (2.18)$$

Блок-схема расчета центрально-сжатых бетонных колонн, армированных продольной и поперечной стеклокомпозитной арматурой с учетом прочности эффективно-ограниченного бетона в ядре сечения показана на Рисунке 2.8.

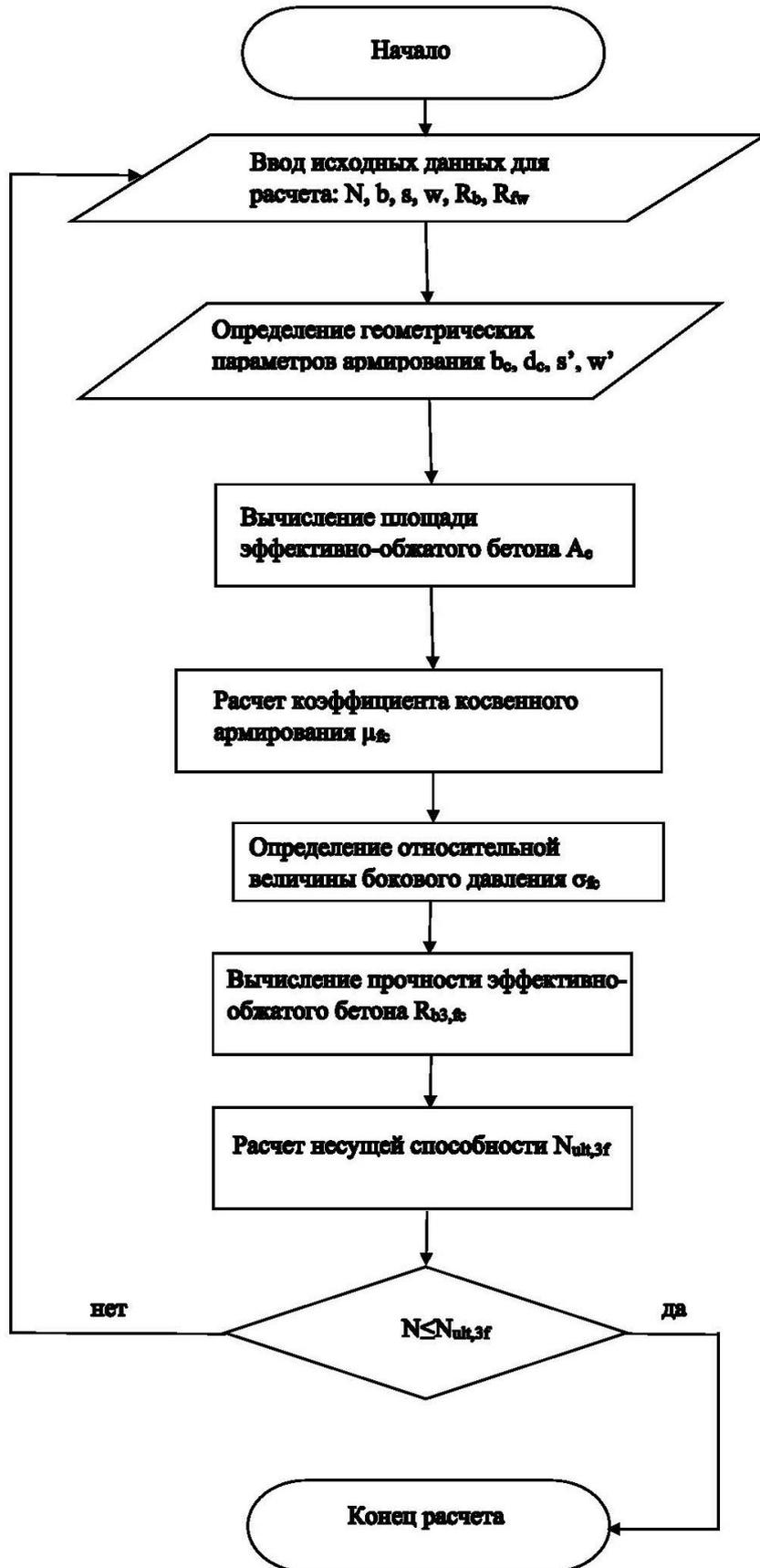


Рисунок 2.8 – Блок-схема расчета центрально-сжатых элементов с композитной полимерной арматурой

2.4 Выводы по второй главе

1. Наличие бокового давления в сжатом бетонном элементе кардинальным образом меняет процесс деформирования и характер трещинообразования элемента. При объемном сжатии происходит не только отдаление момента образования микротрещин, но и их закрытие, при соответствующих соотношениях компонентов напряжений, в результате чего сопротивление бетона, по сравнению с одноосным сжатием, вырастает. Одновременно увеличивается предельная деформативность бетона.

2. Разработана методика расчета сжатых бетонных элементов, армированных композитной арматурой, отличающаяся от других методик учетом площади эффективно ограниченного бетона в сечении посередине между двумя соседними хомутами, расчётом эффективной площади в среднем сечении и несущей способности сжатого элемента с учетом работы композитной продольной арматуры на сжатие.

3. Предложенная методика расчета учитывает влияние на прочность сжатых бетонных элементов таких параметров, как шаг поперечной арматуры, насыщение продольной арматурой, прочность стеклокомпозитных хомутов на сгибах.

ГЛАВА III. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, АРМИРОВАННЫХ СТЕРЖНЯМИ НЕМЕТАЛЛИЧЕСКОЙ СТЕКЛОКОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ

3.1 Цели и задачи экспериментальных исследований

Программа экспериментальных исследований была разработана, чтобы изучить поведение бетонных коротких колонн, армированных продольной и поперечной стеклокомпозитной арматурой.

Для достижения поставленной цели было необходимо исследовать влияние на прочность и деформативность сжатых бетонных элементов, армированных стержнями неметаллической арматуры, следующих параметров:

- шага поперечной арматуры (хомутов);
- вида рабочей арматуры (стеклокомпозит, углекомпозит, сталь);
- процента продольного армирования.

Также определялись фактические физико-механические характеристики образцов арматуры и бетона.

3.2 Изготовление опытных образцов

В соответствие с программой исследований в качестве опытных образцов для 1-й серии были приняты 16 образцов бетонных призм квадратного сечения размером 200×200×600 мм, 2-й серии – 12 образцов, изготовленных из тяжелого бетона со средней кубиковой прочностью 19,1 и 26,3 Н/мм² соответственно.

Все образцы армировались стержнями рабочей продольной арматуры Ø12 или Ø6 мм из стеклокомпозитной или стальной арматуры. Для установки в проектное положение стержни продольной арматуры были

соединены со стальными хомутами вязальной проволокой. Для исследования влияния прочности соединения поперечной арматуры на несущую способность образцов, в 1-й серии были запроектированы образцы с соединением продольной и поперечной арматуры пластиковыми стяжками.

Поперечная арматура была принята в виде гнутых хомутов из проволоки Ø6 мм класса А240, огибающих продольную арматуру. В образцах с армированием 2-й серии было применено 2 вида хомутов – стальные замкнутые и стеклокомпозитные замкнутые производства фирмы «Гален». Защитный слой бетона 20 мм до поверхности продольных стержней обеспечивался при помощи пластмассовых фиксаторов типа «звездочка». Шаг хомутов варьировался – от 50 до 167 мм. Варьируя шаг хомутов, оценивалась степень влияния изменения шага на несущую способность колонн. Всего было изготовлено 12 образцов, из них 11 с армированием, 1 образец был изготовлен без армирования из чистого бетона как контрольный образец.

На Рисунках 3.1- 3.4 показаны изготовленные арматурные каркасы.

На Рисунках 3.5-3.8 приведены схемы армирования опытных образцов.

Коэффициент продольного армирования для всех образцов 1-й серии:

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh} 100\% = \frac{904}{200 \cdot 200} 100\% = 2,26\%$$

Коэффициент продольного армирования для образцов 2-й серии составлял:

$$\mu_{s,1} = \frac{A_s}{bh} 100\% = \frac{8 \cdot 113}{200 \cdot 200} 100\% = 2,26\% \text{ для образцов КС 1-5, 2-5, 2-3, КС}$$

2-4-3, КУ 1-4, КМ 1-4, 1-5.

$$\mu_{s,2} = \frac{A_s}{bh} 100\% = \frac{4 \cdot 113}{200 \cdot 200} 100\% = 1,13\% \text{ для образцов КС 2-4-4 и 2-5-4,}$$

$$\mu_{s,3} = \frac{A_s}{bh} 100\% = \frac{8 \cdot 28,3}{200 \cdot 200} 100\% = 0,566\% \text{ для образцов КС 2-4-6, 2-5-6.}$$

Опытные бетонные колонны 1-й серии с армированием неметаллической арматурой изготавливались в кассете из листов ДСП толщиной 16 мм и обшивались полиэтиленовой пленкой (Рисунок 3.2). Все образцы бетонировались горизонтально в одной кассете.



Рисунок 3.1 – Арматурные каркасы образцов 1-й серии



Рисунок 3.2 – Кассета для изготовления образцов 1-й серии



Рисунок 3.3 – Общий вид арматурных каркасов 2-й серии



Рисунок 3.4 – Арматурные каркасы образцов 2-й серии в кассете перед бетонированием

Опытные бетонные колонны 2-й серии изготавливались в кассетах из листов фанеры толщиной 12 мм, которые затем также обшивались полиэтиленовой пленкой (Рисунок 3.4).

В одной кассете горизонтально бетонировались одновременно 6 образцов. Параллельно с этим для контроля физико-механических свойств бетона изготавливались бетонные кубы с ребром 100 и 150 мм.

Бетонная смесь изготавливалась в бетоносмесителе. После укладки в формы бетон уплотнялся и после бетонирования накрывался полиэтиленовой пленкой. В течение нескольких дней после бетонирования образцы смачивались водой. Образцы распалубливались на 28 сутки после бетонирования.

Вплоть до испытаний колонны вместе с кубами хранились в закрытом помещении при температуре воздуха 20 ± 3 °C и относительной влажности воздуха 70-80%. Образцы колонны 1-й серии загружались в возрасте 41-63 суток, 2-й серии 386-507 суток.

Характеристики опытных образцов-колонн 1-й серии приведены в Таблице 3.1. Характеристики опытных образцов-колонн 2-й серии приведены в Таблице 3.2.

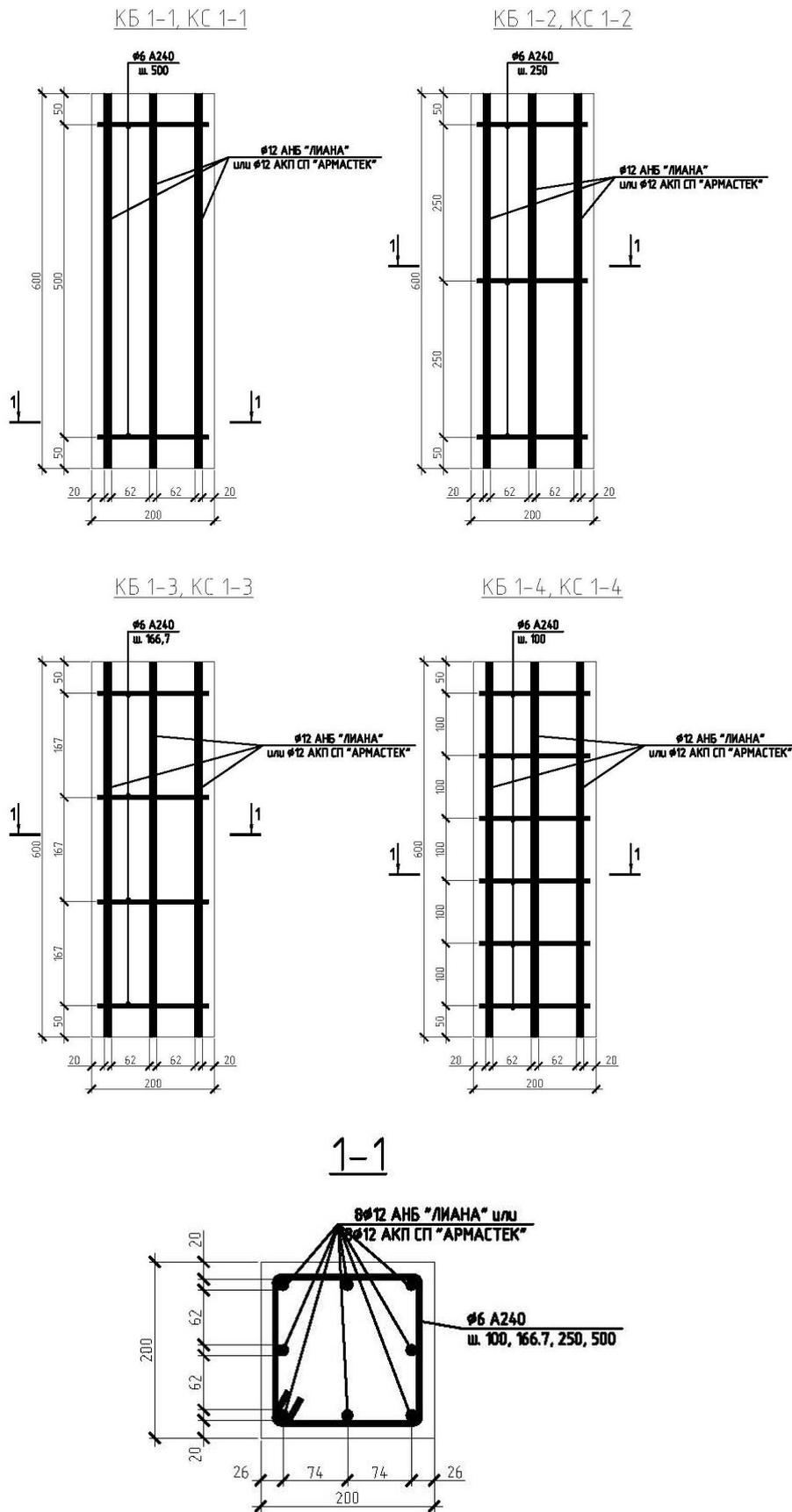
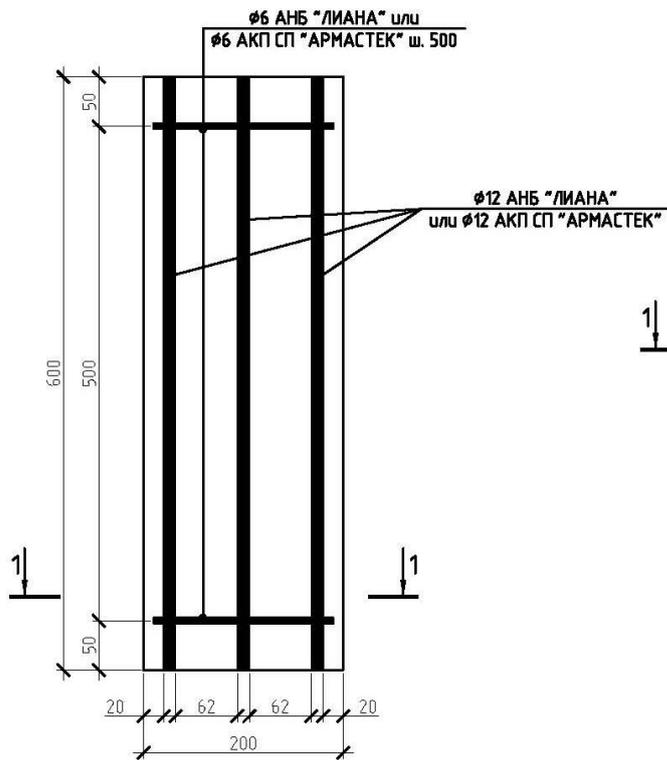
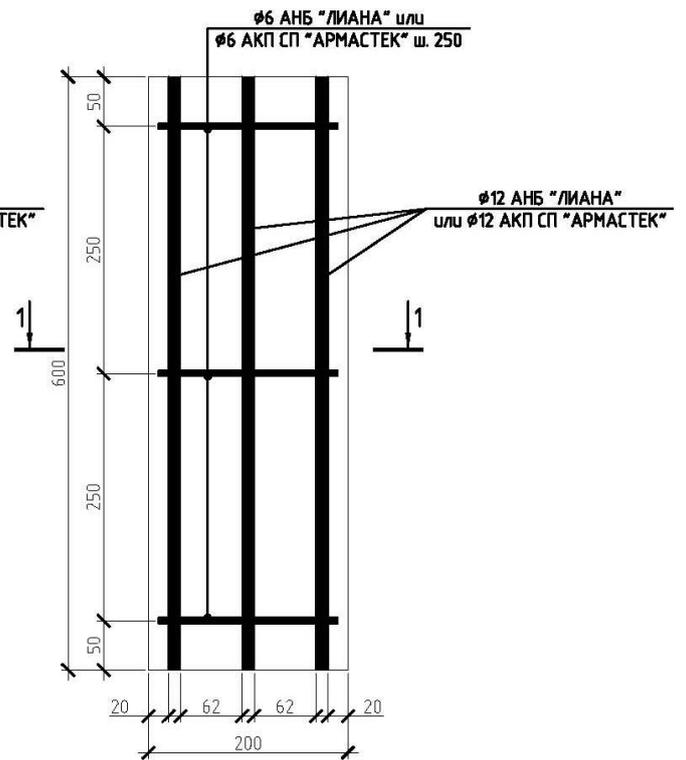


Рисунок 3.5 – Армирование опытных образцов 1-й серии со стальными хомутиами

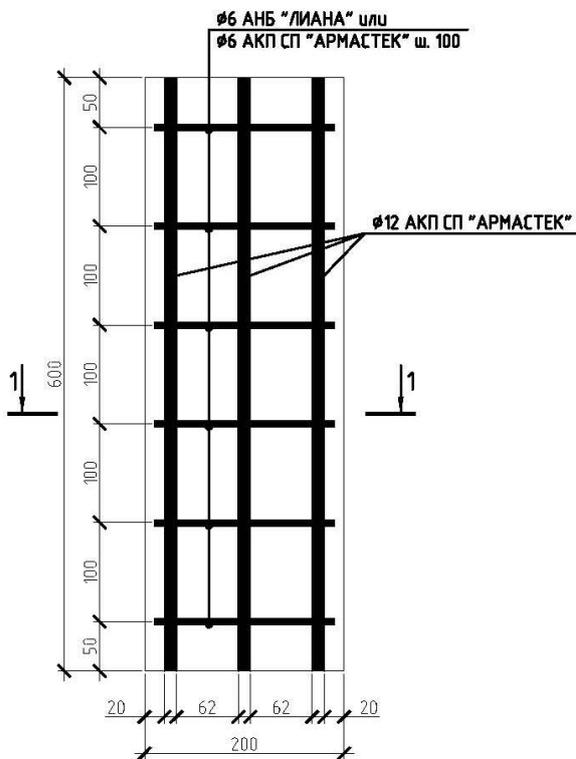
КБ 2-1, КС 2-1



КБ 2-2, КС 2-2



КБ 2-4, КС 2-4



1-1

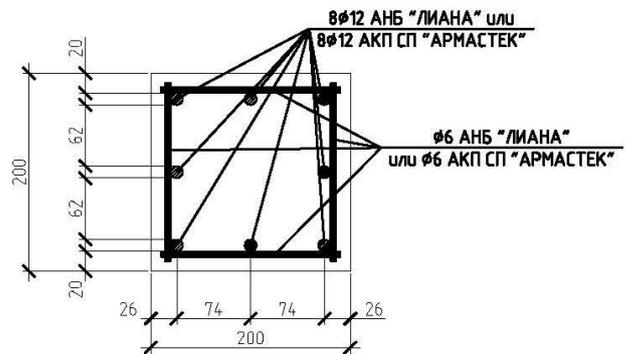


Рисунок 3.6 – Армирование опытных образцов 1-й серии с композитными хомутами

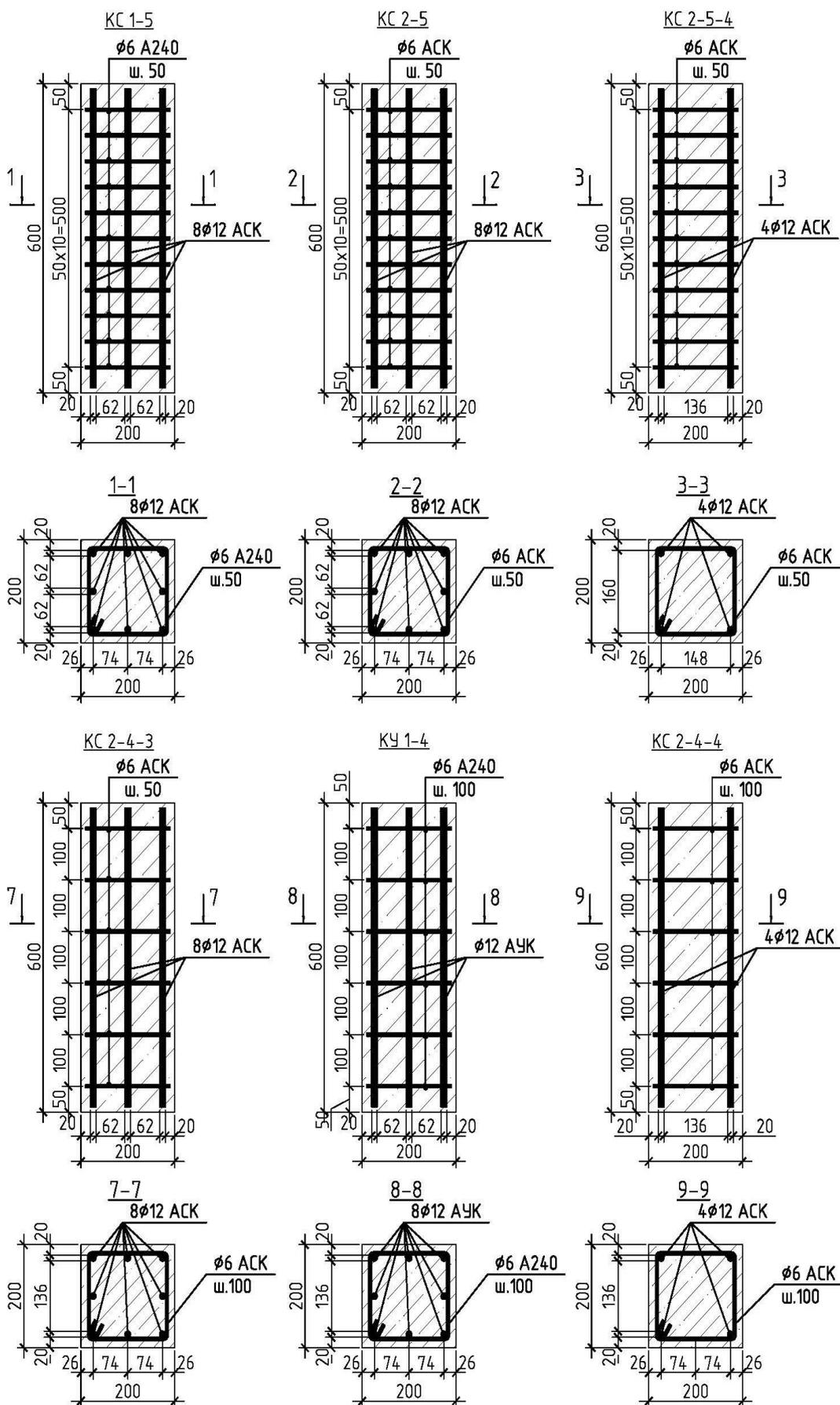


Рисунок 3.7 – Армирование опытных образцов 2-й серии
(KC 1-5, KC 2-5, KC 2-5-4, KC 2-4-3, КУ 1-4, KC 2-4-4)

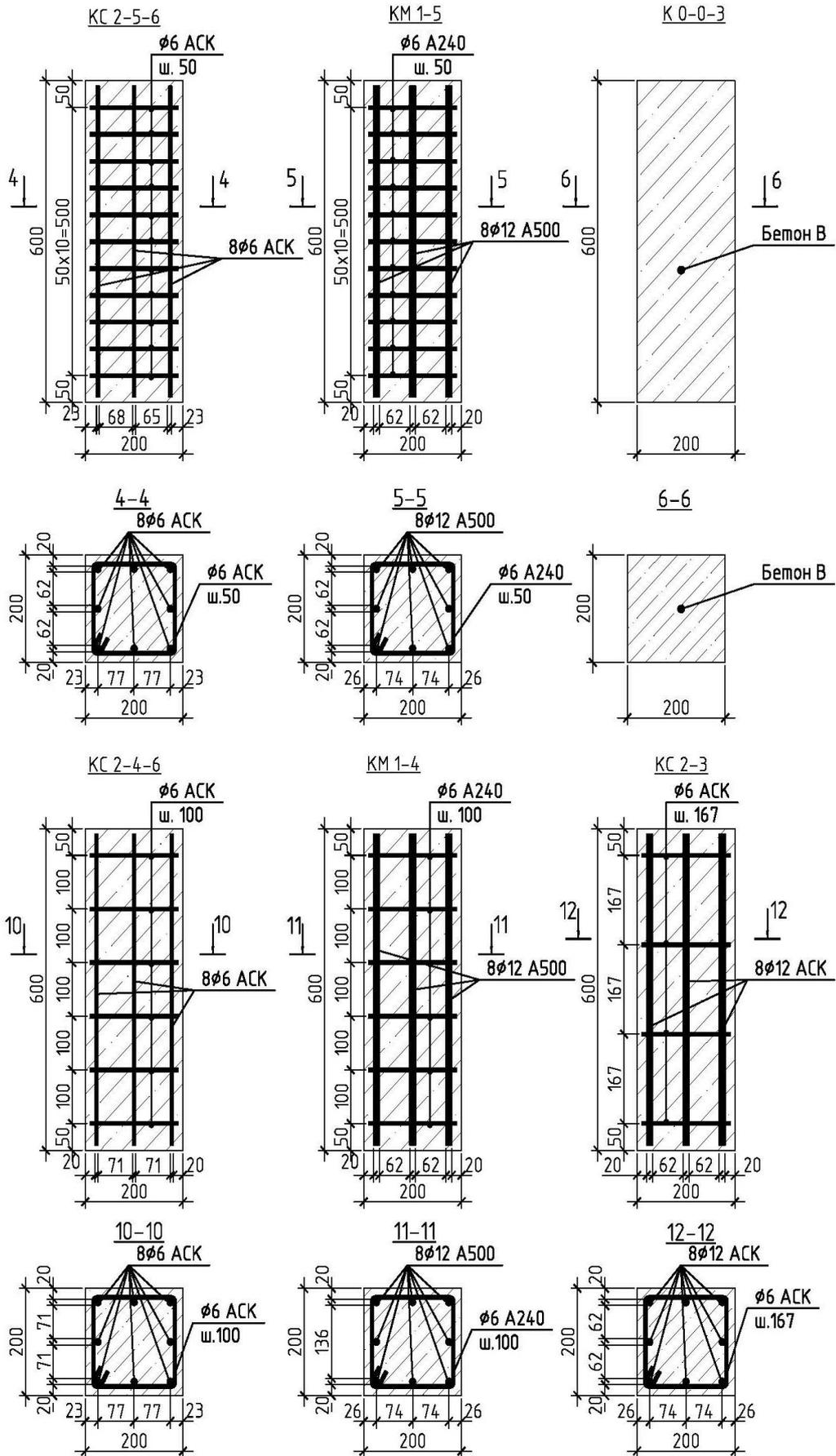


Рисунок 3.8 – Армирование опытных образцов 2-й серии (КС 2-5-6, КМ 1-5, К 0-0-3, КС 2-4-6, КМ 1-4, КС 2-3)

Таблица 3.1 – Характеристики опытных образцов-колонн 1-й серии

| № п/п | Маркировка колонн | Высота колонн, h, см | Размеры сечения, b×h, см | Площадь сечения, см ² | Возраст бетона, сут. | Кубиковая прочность бетона, Н/мм ² | Призменная прочность бетона, Н/мм ² | Продольное армирование | | Поперечное армирование | |
|-------|-------------------|----------------------|--------------------------|----------------------------------|----------------------|---|--|------------------------|---------------------|------------------------|---------|
| | | | | | | | | Диаметр, класс | Процент армирования | Диаметр, класс | Шаг, мм |
| 1 | КБ 1-1 | 59,8 | 20,8×20 | 416 | 43 | 19,9 | 14,9 | 8Ø12 АБК | 2,26 | Ø6 А240 | 500 |
| 2 | КБ 2-1 | 60,0 | 20,4×20,2 | 412 | 41 | 19,9 | 14,9 | -/- | -/- | Ø6 АБК | 500 |
| 3 | КБ 1-2 | 59,9 | 20,5×20,2 | 414 | 44 | 19,9 | 14,9 | -/- | -/- | Ø6 А240 | 250 |
| 4 | КБ 2-2 | 59,8 | 20,8×19,9 | 414 | 44 | 19,9 | 14,9 | -/- | -/- | Ø6 АБК | 250 |
| 5 | КБ 1-3 | 59,5 | 20,7×20 | 414 | 62 | 21,2 | 15,9 | -/- | -/- | Ø6 А240 | 167 |
| 6 | КБ 1-4 | 59,8 | 20,9×20 | 418 | 61 | 17,6 | 13,2 | -/- | -/- | Ø6 А240 | 100 |
| 7 | КБ 2-4 | 60,0 | 21×20 | 420 | 62 | 21,2 | 15,9 | -/- | -/- | Ø6 АБК | 100 |
| 8 | КС 1-1 | 59,9 | 20×21 | 420 | 43 | 19,9 | 14,9 | 8Ø12 АСК | 2,26 | Ø6 А240 | 500 |
| 9 | КС 2-1 | 59,8 | 20,5×20,2 | 414 | 42 | 19,9 | 14,9 | -/- | -/- | Ø6 АСК | 500 |
| 10 | КС 1-2 | 59,8 | 20,5×20,3 | 416 | 44 | 19,9 | 14,9 | -/- | -/- | Ø6 А240 | 250 |
| 11 | КС 2-2 | 60,0 | 20,3×20,5 | 416 | 43 | 19,9 | 14,9 | -/- | -/- | Ø6 АСК | 250 |
| 12 | КС 1-3 | 59,8 | 20,2×20,3 | 410 | 45 | 19,9 | 14,9 | -/- | -/- | Ø6 А240 | 167 |
| 13 | КС 1-4 | 59,6 | 20,6×20 | 412 | 54 | 20,2 | 15,2 | -/- | -/- | Ø6 А240 | 100 |
| 14 | КС 2-4 | 59,8 | 20,5×20 | 410 | 61 | 17,6 | 13,2 | -/- | -/- | Ø6 АСК | 100 |
| 15 | К 0-0-1 | 59,4 | 20×20,8 | 416 | 42 | 19,9 | 14,9 | - | - | - | - |
| 16 | К 0-0-2 | 60,0 | 20,5×19,7 | 404 | 62 | 21,2 | 15,9 | - | - | - | - |

Примечание: Первая буква шифра колонны обозначает вид конструкции («К» - колонна); вторая буква – тип композитной арматуры («Б» - базальтопластиковая арматура; «С» - стеклопластиковая арматура).

Первая цифра шифра обозначает тип хомутов («1» - стальные хомуты Ø6 мм из арматуры класса А240;

«2» - композитные хомуты Ø6 мм из базальтопластика или стеклопластика);

вторая цифра – шаг хомутов («1» - 500 мм; «2» - 250 мм; «3» - 166,7 мм; «4» - 100 мм).

Таблица 3.2 – Характеристики опытных образцов-колонн 2-й серии

| № П/П | Маркировка колонн | Высота колонн, h, см | Размеры сечения, b×h, см | Площадь сечения, см ² | Возраст бетона, сут. | Кубиковая прочность бетона, Н/мм ² | Призменная прочность бетона, Н/мм ² | Продольное армирование | | Поперечное армирование | |
|-------|-------------------|----------------------|--------------------------|----------------------------------|----------------------|---|--|------------------------|---------------------|------------------------|---------|
| | | | | | | | | Диаметр, класс | Процент армирования | Диаметр, класс | Шаг, мм |
| 1 | К 0-0-3 | 60 | 20×20 | 400 | 489 | 26,3 | 21,2 | - | - | - | - |
| 2 | КС 2-3 | 60 | 20×20 | 400 | 537 | | | 8Ø12 АСК | 2,26 | Ø6 АСК | 167 |
| 3 | КС 2-4-6 | 60 | 20×20 | 400 | 480 | | | 8Ø6 АСК | 0,566 | Ø6 АСК | 100 |
| 4 | КС 2-4-3 | 60 | 20×20 | 400 | 465 | | | 8Ø12 АСК | 2,26 | Ø6 АСК | 100 |
| 5 | КС 2-4-4 | 60 | 20×20 | 400 | 386 | | | 4Ø12 АСК | 1,13 | Ø6 АСК | 100 |
| 6 | КУ 1-4 | 60 | 20×20 | 400 | 446 | | | 8Ø12 АУК | 2,26 | Ø6 А240 | 100 |
| 7 | КМ 1-4 | 60 | 20×20 | 400 | 507 | | | 8Ø12А500 | 2,26 | Ø6 А240 | 100 |
| 8 | КМ 1-5 | 60 | 20×20 | 400 | 386 | | | 8Ø12А500 | 2,26 | Ø6 А240 | 50 |
| 9 | КС 1-5 | 60 | 20×20 | 400 | 441 | | | 8Ø12 АСК | 2,26 | Ø6 А240 | 50 |
| 10 | КС 2-5 | 60 | 20×20 | 400 | 514 | | | 8Ø12 АСК | 2,26 | Ø6 АСК | 50 |
| 11 | КС 2-5-4 | 60 | 20×20 | 400 | 391 | | | 4Ø12 АСК | 1,13 | Ø6 АСК | 50 |
| 12 | КС 2-5-6 | 60 | 20×20 | 400 | 458 | | | 8Ø6 АСК | 0,566 | Ø6 АСК | 50 |

Примечание: Первая буква шифра колонны обозначает вид конструкции («К» - колонна); вторая буква – тип композитной арматуры («М» - металлическая арматура; «С» - стеклокомпозитная арматура; «У» - углекомпозитная арматура). Первая цифра шифра обозначает тип хомутов («1» - стальные хомуты Ø6 мм из арматуры класса А240; «2» - композитные хомуты Ø6 мм из стеклокомпозита); вторая цифра – шаг хомутов («3» - 166,7 мм; «4» - 100 мм; «5» - 50 мм).

Цифра после шифра обозначает диаметр или количество продольной арматуры: «4» - 4 рабочих стержня вместо 8-ми; «6» - диаметр рабочей арматуры 6 мм вместо 12 мм; «3» - замкнутые хомуты АСК.

3.3 Результаты испытаний бетона и арматуры

Фактический класс прочности бетона определялся по шести контрольным образцам согласно методике ГОСТ 10180-2012. Образец испытывают до разрушения при постоянной скорости нарастания напряжений ($0,6 \pm 0,2$) МПа/с. После чего прочность бетона определяют, как среднеарифметическое из пяти испытанных образцов, показавшим наибольшее значение прочности.

Таблица 3.3 – Сравнительные физико-механические характеристики арматуры, использованной для армирования опытных образцов: стальной арматуры класса А500 и стеклокомпозитной арматуры марки «Армастек»

| № п/п | Наименование характеристики | Тип арматуры | | | |
|-------|--|--------------|-------------|-----------|------------|
| | | Ø6 А240 | Ø12 А500 | Ø6 АСК | Ø12 АСК |
| 1. | Номинальный диаметр, мм | 6 | 12 | 5,61 | 11,62 |
| 2. | Площадь поперечного сечения, мм ² | 28,3 | 113 | 24,71 | 105,99 |
| 3. | Временное сопротивление, МПа | 500,57 | 679,04 | 1110,35 | 1106,1 |
| 4. | Предел текучести, МПа | 376,24 | 597,69 | - | - |
| 3. | Относительное удлинение, % | 15,95 | 9,68 | 2,41 | 2,36 |
| 4. | Модуль упругости при растяжении, ГПа | 199,036 | 200,474 | 58122,6 | 54191 |
| 5. | Предел прочности при сжатии | 240 | 678,9 | 300 | 300 |
| 6. | Модуль упругости при сжатии, ГПа | 200 | 200 | 30 | 30 |
| 7. | Предел прочности при поперечном срезе, МПа | - | - | 171,8 | 179,72 |
| 8. | Прочность сцепления с бетоном, МПа | - | - | 12,16 | |

В Таблицах 3.3- 3.5 приведены сравнительные физико-механические характеристики арматуры, использованной для армирования опытных образцов: стальной арматуры класса А500 и стеклокомпозитной арматуры

марки «Армастек». В Таблице 3.6 представлены результаты испытаний бетонных образцов-кубов на сжатие.

Известно [48], что фактические механические свойства горячекатаной арматурной стали класса А240 и А500С в 99,9% случаев выше требований ГОСТ 5781-82 [24] и ГОСТ 52544-2006 [26], что и подтвердилось в наших опытах.

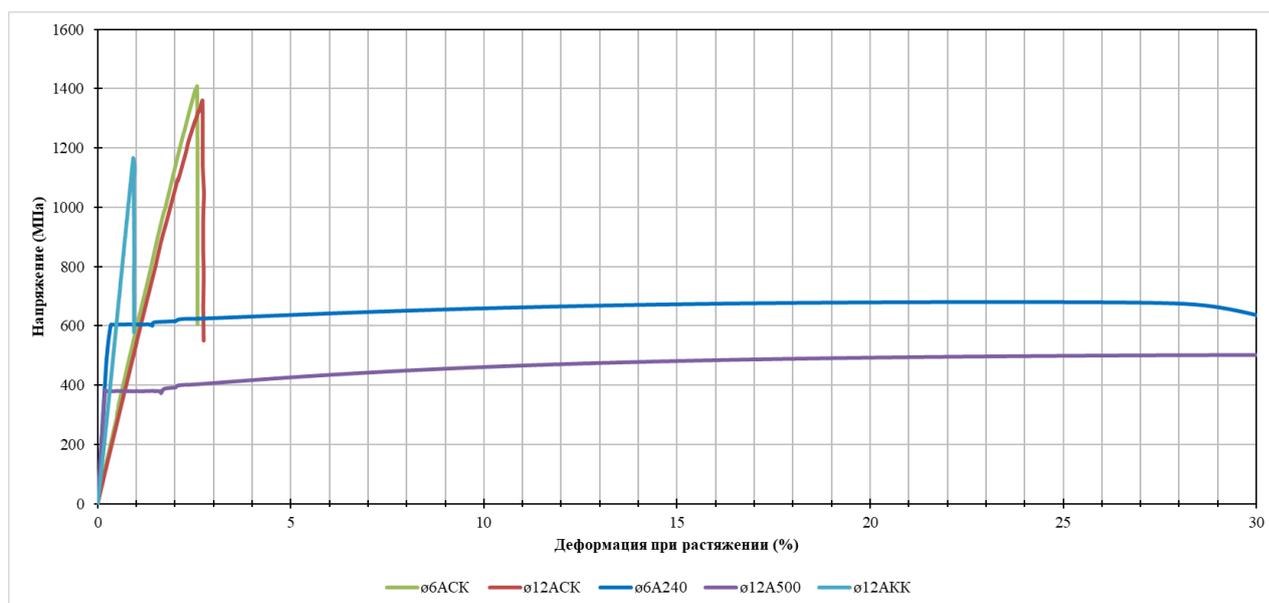


Рисунок 3.9 – Сравнительная диаграмма растяжения стальной и композитной арматуры

Диаграмма растяжения арматурной стали класса А240 характеризуется значительной площадкой текучести (до 3%) и большой величиной равномерного относительного удлинения (18-28%). Из Рисунка 3.9 заметно, что композитная арматура имеет хрупкое поведение вплоть до разрушения, в отличие от стальной арматуры, которая имеет пластический характер работы со значительным удлинением.

Таблица 3.4 – Результаты испытаний стеклокомпозитной арматуры на растяжение

| № п/п | Диаметр стержня, мм | Площадь сечения, мм ² | Разрушающее усилие, кН | Временное сопротивление, МПа | | Модуль упругости, МПа | | Относительное удлинение, % | |
|----------|---------------------|----------------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|----------------------------|------------------------|
| | | | | Каждого образца | Среднее арифметическое | Каждого образца | Среднее арифметическое | Каждого образца | Среднее арифметическое |
| 1 | 6 АСК | 24,7 | 28,0 | 1134 | 1110,4 | 61531 | 58122,6 | 2,32 | 2,41 |
| 2 | 6 АСК | 24,7 | 26,7 | 1079,7 | | 53671 | | 2,53 | |
| 3 | 6 АСК | 24,7 | 27,61 | 1117,4 | | 59166 | | 2,38 | |
| 4 | 12 АСК | 106 | 129,2 | 1219,2 | 1106,1 | 53708 | 54191 | 2,53 | 2,36 |
| 5 | 12 АСК | 106 | 105,9 | 999,1 | | 56409 | | 1,98 | |
| 6 | 12 АСК | 106 | 116,6 | 1100,1 | | 52456 | | 2,58 | |

Таблица 3.5 – Результаты испытаний стальной арматуры на растяжение

| № п/п | Диаметр стержня, мм | Площадь сечения, мм ² | Разрушающее усилие, кН | Предел текучести при растяжении, МПа | | Временное сопротивление при растяжении, МПа | | Модуль упругости, ГПа | | Относительное удлинение, % | |
|----------|---------------------|----------------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|---|---------------------------------|-----------------------|---------------------------------|----------------------------|---------------------------------|
| | | | | Каждого образца | Среднее арифметическое значение | Каждого образца | Среднее арифметическое значение | Каждого образца | Среднее арифметическое значение | Каждого образца | Среднее арифметическое значение |
| 1 | 6 А240 | 28,3 | 10,7 | 379,8 | 376,2 | 502,5 | 500,6 | 193,57 | 199,0 | 19,8 | 15,95 |
| 2 | 6 А240 | 28,3 | 10,4 | 368,5 | | 495,6 | | 197,99 | | 13,2 | |
| 3 | 6 А240 | 28,3 | 10,8 | 380,4 | | 503,5 | | 205,54 | | 14,9 | |
| 4 | 12 А500 | 113,1 | 68,4 | 604,6 | 597,7 | 680,6 | 679,0 | 209,28 | 200,5 | 9,5 | 9,68 |
| 5 | 12 А500 | 113,1 | 65,8 | 581,9 | | 661,1 | | 199,52 | | 10,7 | |
| 6 | 12 А500 | 113,1 | 68,6 | 606,6 | | 695,5 | | 192,62 | | 8,9 | |

Таблица 3.6 – Результаты испытаний образцов-кубов с ребром 100 мм на сжатие для образцов 1-й серии

| № п/п | Масса, г | Размеры, а×b, мм | R _{разр} , кН | Возраст при испытании, сут | Кубиковая прочность бетона, $R_{\text{б}} = \alpha \frac{P}{A}$, Н/мм ² , $\alpha=0,95$ | Средняя в серии, Н/мм ² | Призм. прочность (×0,75) |
|-------|----------|------------------|------------------------|----------------------------|---|------------------------------------|--------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 1 | 2120 | 100×101 | 142,1 | 23 | 13,4 | 16,4 | 12,3 |
| 2 | 2135 | 100×100 | 198,9 | 23 | 18,9 | | |
| 3 | 2080 | 99×100 | 144,1 | 23 | 13,8 | | |
| 4 | 2155 | 100×100 | 183,8 | 23 | 17,5 | | |
| 5 | 2140 | 99×101 | 194,0 | 23 | 18,4 | | |
| 6 | 2155 | 99×101 | 221,4 | 44 | 21,0 | 19,9 | 14,9 |
| 7 | 2155 | 100×100 | 232,1 | 44 | 22,1 | | |
| 8 | 2125 | 100×100 | 209,1 | 44 | 19,9 | | |
| 9 | 2130 | 99×100 | 218,0 | 44 | 20,9 | | |
| 10 | 2145 | 100×100 | 212,5 | 44 | 20,2 | | |
| 11 | 2160 | 100×102 | 215,0 | 44 | 20,0 | | |
| 12 | 2170 | 100×100 | 199,8 | 44 | 19,0 | | |
| 13 | 2155 | 100×100 | 171,4 | 44 | 16,3 | 20,2 | 15,2 |
| 14 | 2135 | 101×100 | 201,9 | 54 | 20,0 | | |
| 17 | 2160 | 100×100 | 208,7 | 54 | 19,8 | | |
| 19 | 2160 | 99×100 | 202,9 | 54 | 19,5 | | |
| 20 | 2170 | 99×100 | 220,5 | 54 | 21,2 | | |
| 24 | 2205 | 99×102 | 217,6 | 54 | 20,5 | 17,6 | 13,2 |
| 15 | 2150 | 100×101 | 154,0 | 61 | 14,5 | | |
| 16 | 2150 | 100×100 | 181,1 | 61 | 17,2 | | |
| 18 | 2155 | 100×100 | 182,1 | 61 | 17,3 | | |
| 22 | 2155 | 100×100 | 223,5 | 61 | 21,2 | | |
| 23 | 2195 | 100×101 | 191,1 | 61 | 18,0 | 21,2 | 15,9 |
| 21 | 2170 | 100×100 | 250,3 | 62 | 23,8 | | |
| 25 | 2165 | 100×100 | 215,1 | 62 | 20,4 | | |
| 26 | 2180 | 100×100 | 194,1 | 62 | 18,4 | | |
| 27 | 2200 | 100×101 | 236,9 | 62 | 22,3 | | |
| 28 | 2160 | 100×102 | 227,9 | 62 | 21,2 | | |

3.4 Испытания опытных образцов

Испытания бетонных образцов-призм проводились на испытательной машине *Zwick/Roell* мощностью 2500 кН. Перед испытанием колонны центрировали по показаниям индикаторов часового типа, расположенным на боковых поверхностях, до нагрузки примерно равной 20-30% от разрушающей.

На образцах 1-й серии нагрузка прикладывалась со скоростью 9 кН/мин этапами по 50 кН. На образцах 2-й серии нагрузка прикладывалась этапами по 100 кН также со скоростью 9 кН/мин в начале испытаний и по 50 кН в конце испытаний при большой скорости быстро натекающих деформаций на выдержке. При испытании колонн тщательно контролировалась скорость загрузения, так как это значительно сказывается на результатах опытов, что отмечалось другими исследователями [4]. Выдержка между этапами составляла не менее 5 мин. На каждом этапе испытаний в начале и конце выдержки в средней зоне каждой грани измерялись продольные и поперечные деформации бетона. Деформации бетона на образцах 1-й серии измерялись при помощи тензорезисторов *PL-60-11* японского производства фирмы *Tokyo Sokki Kenkyujo* с базой 60 мм. Схема испытания образцов и расположения тензорезисторов показана на Рисунке 3.10. В конце испытания все образцы доводились до полного разрушения. На Рисунке 3.12 показана схема развития трещин и характер разрушения образцов 1-й серии, армированных АБК. На Рисунке 3.13 отображена схема развития трещин и характер разрушения образцов 1-й серии, армированных АСК.

Продольные и поперечные деформации бетона образцов 2-й серии измерялись при помощи индикаторов часового типа 1 МИГ ЛИЗ с ценой деления 1 мкм. Деформации измерялись на базе 20 см, с отступом от граней образцов на размер сечения согласно принципу Сен-Венана. Схема испытания образцов и расположения датчиков показана на Рисунке 3.11.

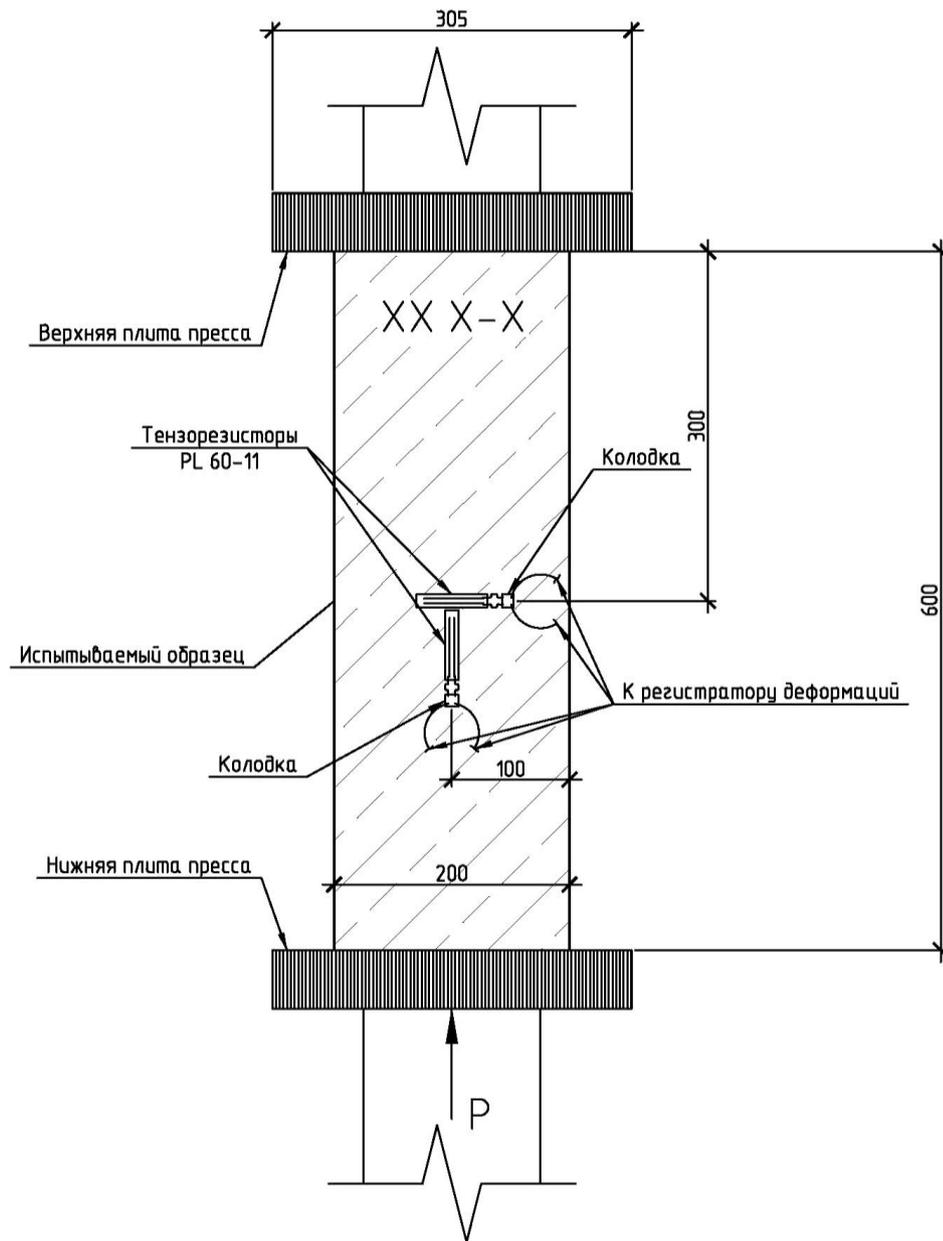


Рисунок 3.10 – Схема испытания бетонных образцов и расположения тензорезисторов на образцах 1-й серии

3.5 Результаты испытаний опытных образцов

В Таблице 3.7 представлены опытные и расчетные значения разрушающих нагрузок и деформаций образцов 1-й серии, а в Таблице 3.8 показаны опытные и расчетные значения разрушающих нагрузок и деформаций образцов 2-й серии. На Рисунке 3.14 показана схема развития трещин и характер разрушения образцов 2-й серии.

В Таблицах 3.7, 3.8 приведены результаты экспериментальных исследований испытанных образцов 1-й и 2-й серий в части разрушающей нагрузки (N_{max}), соответствующих продольных (ε_{np}) и поперечных деформаций (ε_{non}) в единицах относительных деформаций (е.о.д.).

Для проведения всестороннего анализа поведения испытуемых образцов под нагрузкой строились графики напряжения-деформации (σ - ε), модуля упругости образцов (E), коэффициента Пуассона (ν) и коэффициента объёмной деформации (ΔQ).

При испытании опытных образцов замерялись как упругие, так и пластические деформации, вместе образуя полные деформации ε_{δ} . Доля упругих деформаций определяется коэффициентом Пуассона $\nu = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{\delta}}$ и вычисляется исходя из значений относительной деформации ε_y , найденных по начальному модулю упругости.

На Рисунках 3.12 и 3.13 – показано трещинообразование образцов 1-й серии, армированных стеклокомпозитной арматурой на различных этапах нагружения, а на Рисунке 3.14 приведён общий вид всех образцов 2-й серии после разрушения. На Рисунке 3.16 показаны потеря устойчивости и разрыв продольной стеклокомпозитной арматуры. Разрыв продольной арматуры объясняется потерей устойчивости стержня и его разрушением из-за низкой прочности на изгиб. На Рисунке 3.18 отображён разрыв поперечной стеклокомпозитной арматуры (хомутов). На Рисунке 3.19 показана потеря устойчивости продольной стальной арматуры.

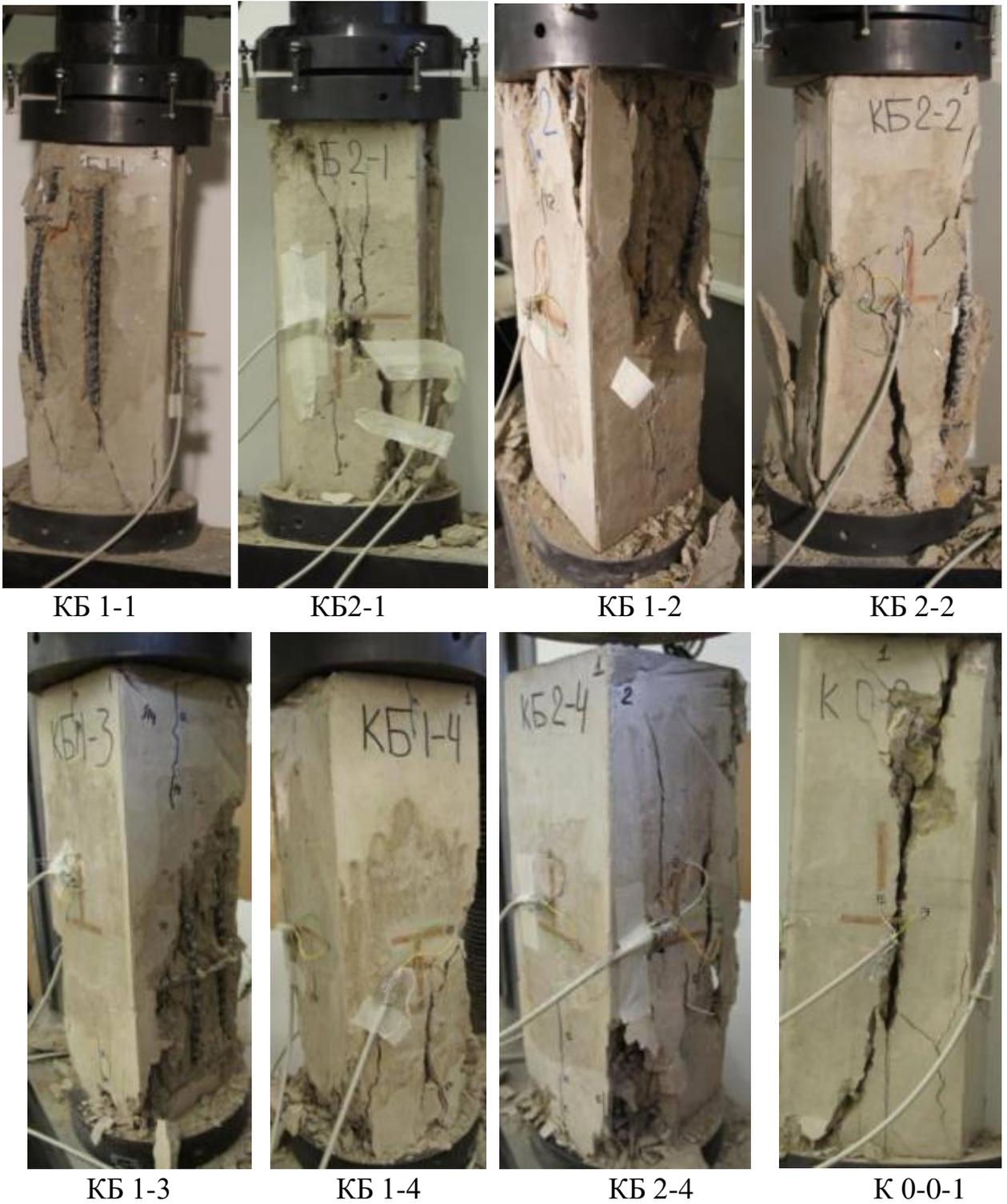


Рисунок 3.12 – Схема развития трещин и характер разрушения образцов 1-й серии, – армированных АБК



Рисунок 3.13 – Схема развития трещин и характер разрушения образцов 1-й серии, – армированных АСК



Рисунок 3.14 – Схема развития трещин и характер разрушения образцов 2-й серии



Рисунок 3.15 – Общий вид образца K0-0-3 перед испытанием

Таблица 3.7 – Опытные и расчетные значения разрушающих нагрузок и деформаций образцов 1-й серии

| № п/п | Шифр колонн | $P_{\text{разр.}}$, кН | Осредненные максимальные деформации перед разрушением | | Коэффициент увеличения прочности k |
|----------|----------------|-------------------------|---|--|---|
| | | | $\overline{\epsilon}_{\text{б.пр.}}$, е.о.д. $\times 10^{-6}$ | $\overline{\epsilon}_{\text{б.поп.}}$, е.о.д. $\times 10^{-6}$ | |
| 1 | 2 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| 1 | КБ 1-1 | 615,1 | -1674 | +651 | 1,36 |
| 2 | КБ 2-1 | 504,5 | -1192 | +970 | 1,11 |
| 3 | КБ 1-2 | 600,1 | -905 | +3933 | 1,33 |
| 4 | КБ 2-2 | 532,2 | -862 | +175 | 1,18 |
| 5 | КБ 1-3 | 738,3 | -2121 | +546 | 1,26 |
| 6 | КБ 1-4 | 746,1 | -2332 | +474 | 1,28 |
| 7 | КБ 2-4 | 619,8 | -1775 | +1814 | 1,06 |
| 8 | КС 1-1 | 568,4 | -1273 | +222 | 1,26 |
| 9 | КС 2-1 | 561,1 | -1274 | +330 | 1,24 |
| 10 | КС 1-2 | 583,3 | -1330 | +201 | 1,29 |
| 11 | КС 2-2 | 491,2 | -863 | +3325 | 1,09 |
| 12 | КС 1-3 | 586,1 | -1043 | +97 | 1,30 |
| 13 | КС 1-4 | 798,4 | 1684 | +338,3 | 1,77 |
| 14 | КС 2-4 | 726,2 | -1956 | +92 | 1,24 |
| 15 | К 0-0-1 | 452,0 | -790 | +280 | 1,0 |
| 16 | К 0-0-2 | 583,7 | -1446 | +247 | 1,0 |

Таблица 3.8 – Опытные и расчетные значения разрушающих нагрузок и деформаций образцов 2-й серии

| № п/п | Шифр образцов | Прочность бетона, Н/мм ² | Шаг поперечной арматуры, мм | Разруш. нагрузка, кН | Осредненные максимальные деформации, е.о.д.×10 ⁻⁶ | |
|-------|---------------|-------------------------------------|-----------------------------|----------------------|--|------------|
| | | | | | Продольные | Поперечные |
| 1 | К 0-0-3 | 26,3 | - | 849,6 | 103,5 | 67,75 |
| 2 | КС 2-3 | | 167 | 849,6 | 173,1 | 70,3 |
| 3 | КС 2-4-6 | | 100 | 849,6 | 169,4 | 68,2 |
| 4 | КС 2-4-3 | | 100 | 901,3 | 161,375 | 102,67 |
| 5 | КС 2-4-4 | | 100 | 849,6 | 198,625 | 73,625 |
| 6 | КУ 1-4 | | 100 | 1042,25 | 190,25 | 73,5 |
| 7 | КМ 1-4 | | 100 | 1091 | 185,3 | 76,2 |
| 8 | КМ 1-5 | | 50 | 1140 | 189,71 | 79,375 |
| 9 | КС 1-5 | | 50 | 1042,2 | 180,5 | 75,2 |
| 10 | КС 2-5 | | 50 | 849,6 | 175,875 | 68,375 |
| 11 | КС 2-5-4 | | 50 | 901,3 | 235,5 | 76,5 |
| 12 | КС 2-5-6 | | 50 | 936,5 | 171,25 | 90,375 |



Рисунок 3.16 – Потеря устойчивости стержней продольной арматуры



Рисунок 3.17 – Разрушение от выпучивания под действием бокового давления продольной и поперечной стеклокомпозитной арматуры



Рисунок 3.18 – Разрыв поперечной стеклокомпозитной арматуры (хомутов)

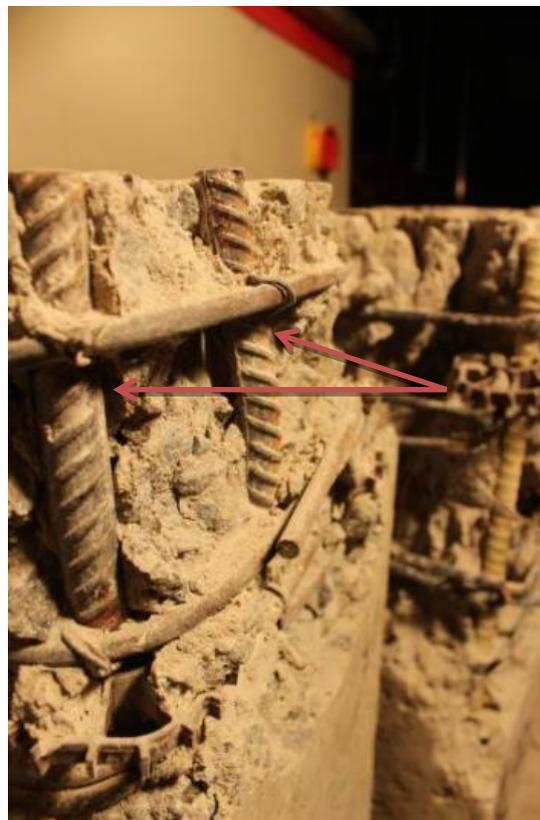


Рисунок 3.19 – Потеря устойчивости продольной стальной арматуры

На начальных этапах нагружения поведение образцов схожее и отличия незначительны. Однако, с повышением уровня нагрузки и, соответственно, напряжений в армированных образцах хомуты сдерживают поперечные деформации, тем самым повышая продольные. Логично, что чем чаще шаг хомутов, тем больше ограничение поперечных деформаций и тем больше увеличение продольных деформаций.

Это хорошо видно на сравнительных диаграммах «нагрузка-деформации» 1-й серии (Рисунки 3.20- 3.23). Образцы с меньшим шагом поперечной арматуры достигали бóльших значений продольных деформаций нежели образцы с большим шагом поперечной арматуры или вообще без армирования. У контрольных образцов перед разрушением при одинаковых напряжениях поперечные деформации более чем в 3 раза выше, чем у образца со стальной арматурой и в 1,5...2,5 раза выше, чем у образцов с армированием композитной арматурой.

Также у всех образцов можно отметить следующую особенность. С ростом нагрузки коэффициент Пуассона увеличивается, иногда достигая максимальных значений, близких к 0,5, перед разрушением.

Модуль деформации, напротив, с ростом нагрузки уменьшается, его максимальное значение приходится на начало испытаний.

Верхняя граница трещинообразования определялась по изменению графика объемной деформации ΔQ . Очевидно, что у образцов со стальной арматурой верхняя граница трещинообразования смещена вверх относительно контрольного образца из чистого бетона. У образцов со стеклокомпозитной арматурой из-за низкого модуля упругости стержней верхняя граница трещинообразования расположена ниже, чем у образца со стальной арматурой и немного выше, чем у контрольного образца без армирования. Верхняя граница трещинообразования совпадает с моментом появления на образцах видимых глазу трещин.

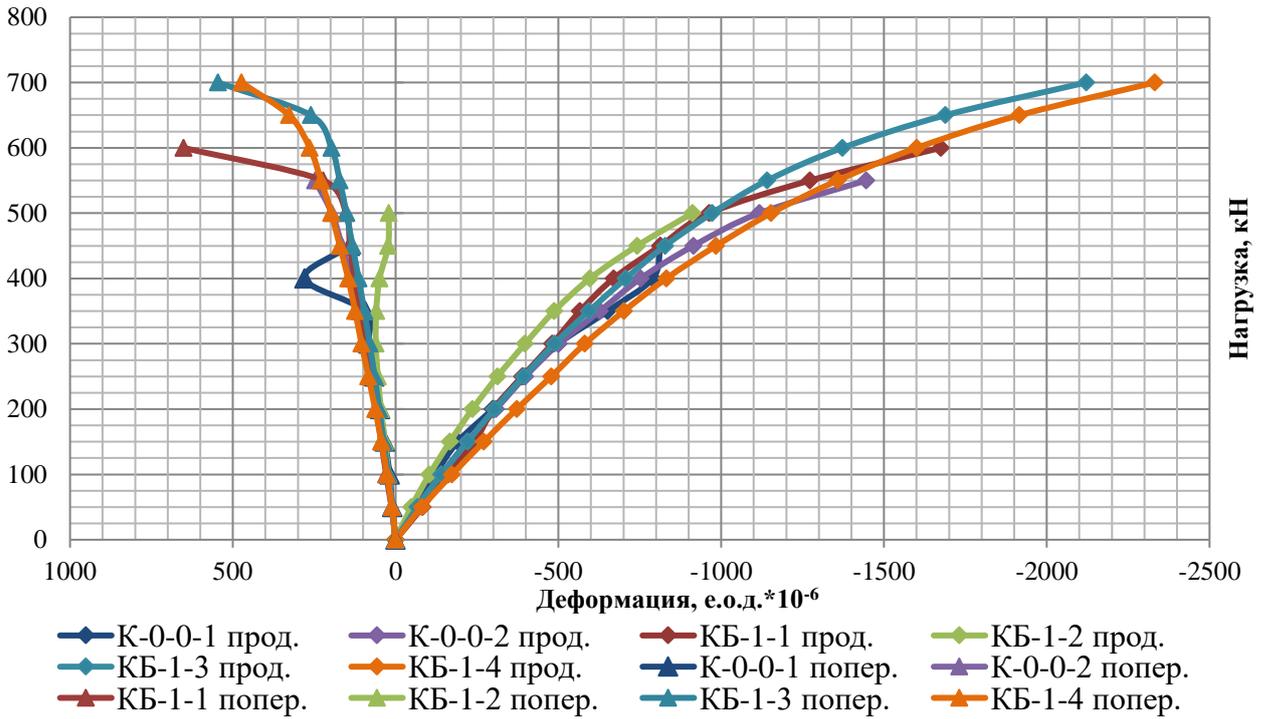


Рисунок 3.20 – Диаграмма нагрузка-средняя деформация по тензорезисторам по образцам К и КБ-1 1-й серии

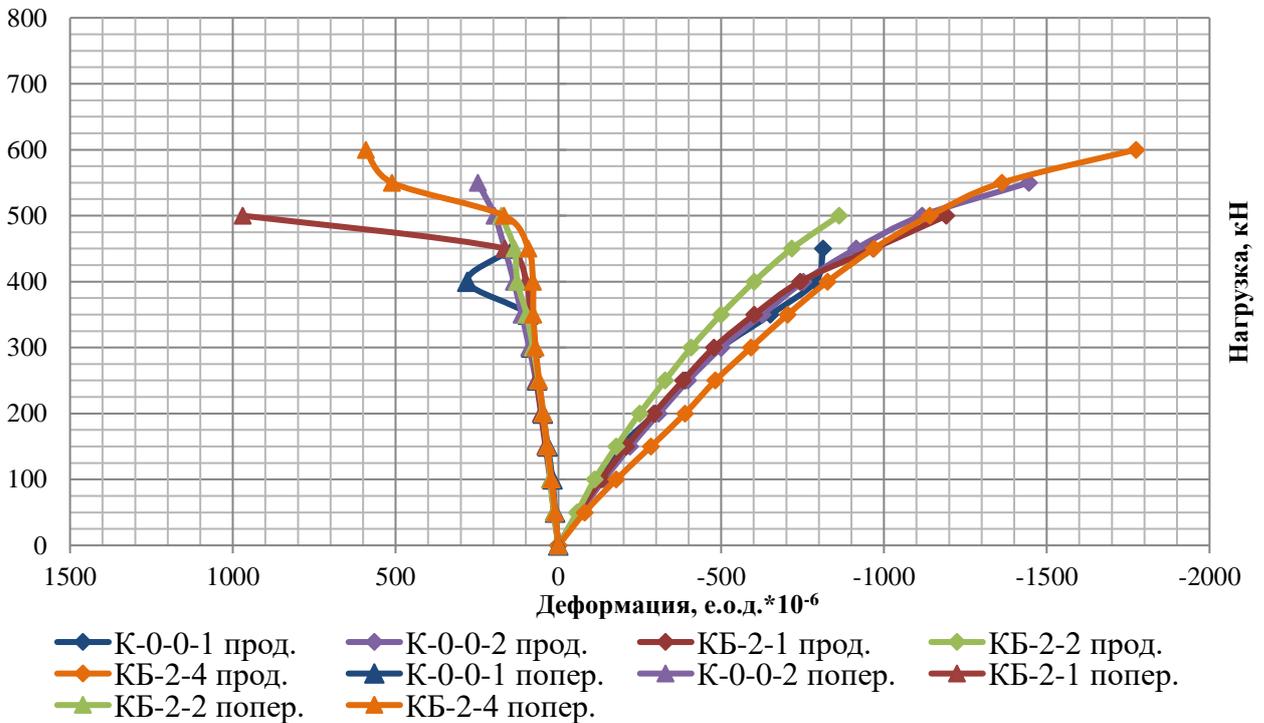


Рисунок 3.21 – Диаграмма нагрузка-средняя деформация по тензорезисторам по образцам К и КБ-2 1-й серии

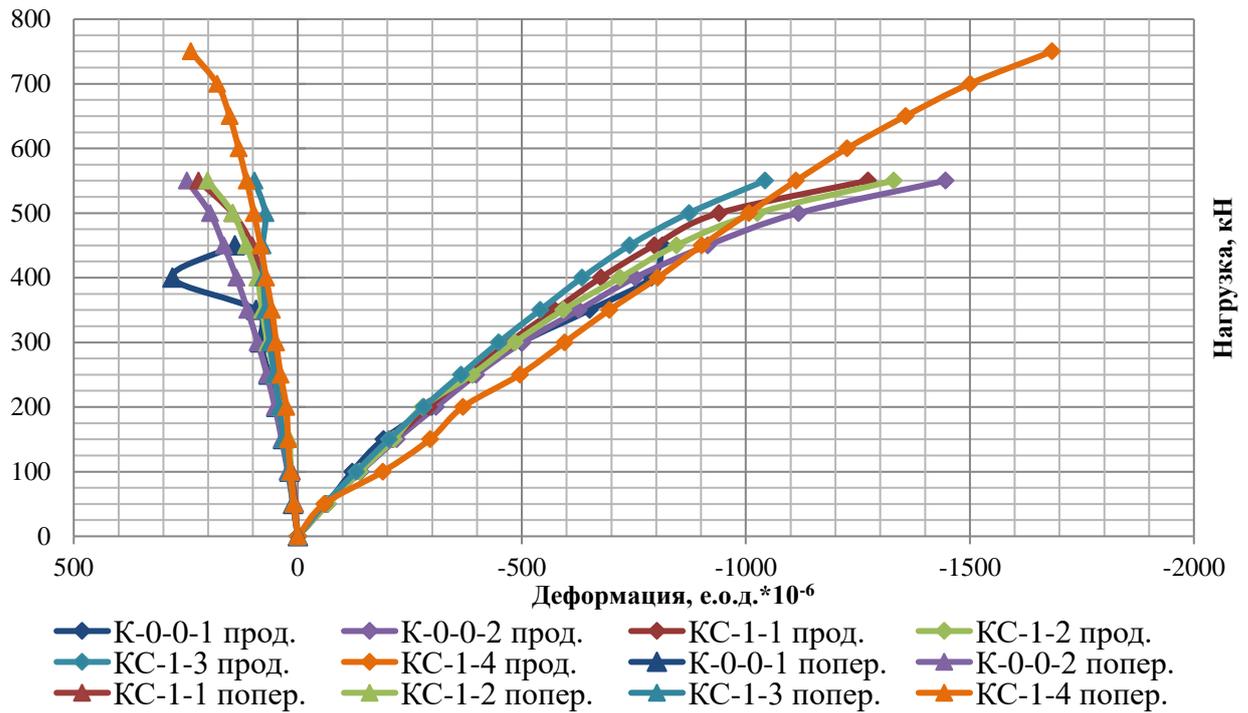


Рисунок 3.22 – Диаграмма нагрузка-средняя деформация по тензорезисторам по образцам К и КС-1 1-й серии

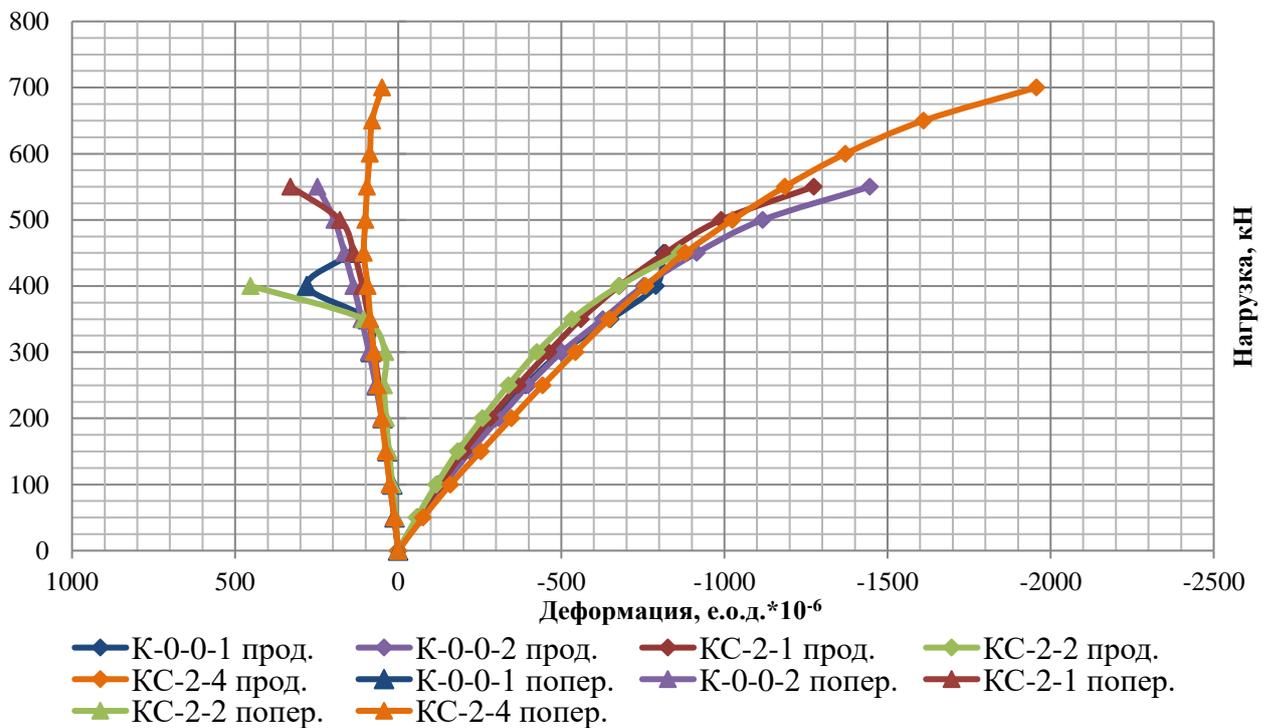


Рисунок 3.23 – Диаграмма нагрузка-средние деформации по тензорезисторам по образцам К и КС-2 1-й серии

Различный характер разрушения был зафиксирован для образца из чистого бетона (без армирования) и образцов армированных стеклокомпозитной и стальной арматурой. Разрушение образцов из чистого бетона происходило хрупко после достижения предельного уровня нагрузки.

Данные значения гораздо ниже, чем были получены для образцов с маленьким шагом поперечного армирования.

Разрушение контрольного образца из чистого бетона характеризовалось образованием наклонной диагональной трещины через всю высоту образца. Продолжение приложения нагрузки вызвало разделение образца на 2 части вдоль трещины. Это было предопределено отсутствием продольной и поперечной арматуры, которая может давать нагельный эффект для предотвращения смещения бетона вдоль плоскости разрушения.

Начальное значение коэффициента Пуассона для бетона $\nu=0,2$, при этом максимальное значение 0,5.

Одной из особенностей поведения образцов под нагрузкой можно отметить более позднее образование больших значений быстро натекающих (неупругих) продольных деформаций при выдержке у образцов, армированных стальной арматурой по сравнению с образцами из чистого бетона (без армирования) и армированных стеклокомпозитной арматурой. Деформации, измеренные после приложения нагрузки упругие и связаны с напряжениями линейным законом (Гука), а деформации, развивающиеся за время выдержки под нагрузкой неупругие, они увеличиваются с ростом напряжений. Неупругие деформации начинают незначительно проявляться на первых ступенях нагружения, однако, наиболее заметно они развиваются вблизи разрушающих напряжений.

Так, при одинаковом уровне напряжений быстро натекающие продольные деформации у образца, армированного стальной арматурой в 2-3 раза меньше быстро натекающих продольных деформаций аналогичного образца армированного стеклокомпозитной арматурой и в 3-4 раза меньше контрольного образца из чистого бетона без армирования.

Данный факт можно объяснить значительно более низким (в 4 раза) модулем упругости композитной арматуры по сравнению с металлической арматурой. Предельная деформация сжатого бетона связана с процессом перераспределения усилий с бетона на упруго работающую арматуру (в результате проявления неупругих деформаций в бетоне), что приводит к уменьшению напряжений в бетоне. Степень перераспределения усилий, главным образом, зависит от количества продольной стеклокомпозитной арматуры (процента армирования) и напряженного состояния бетона в сечении элемента, а также модуля упругости продольной арматуры.

Из Рисунков 3.24, 3.25 хорошо заметно, что наибольшие значения деформаций ползучести у образцов без армирования или с большим шагом поперечной арматуры. Это объясняется сдерживающим деформации арматурным каркасом, и чем более он насыщен продольной и поперечной арматурой, тем более эффективно сдерживает продольные и поперечные деформации.

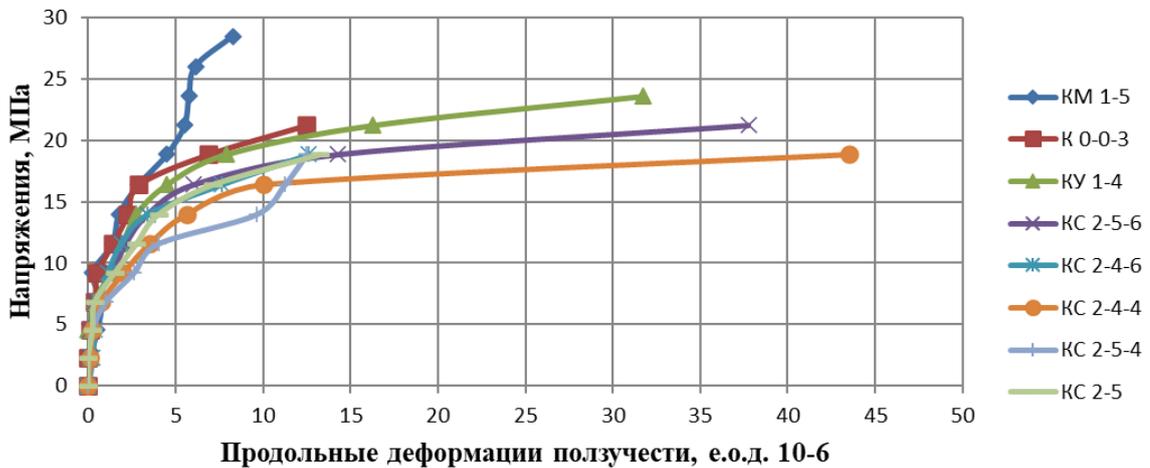


Рисунок 3.24 – Диаграмма напряжения-продольные деформации ползучести

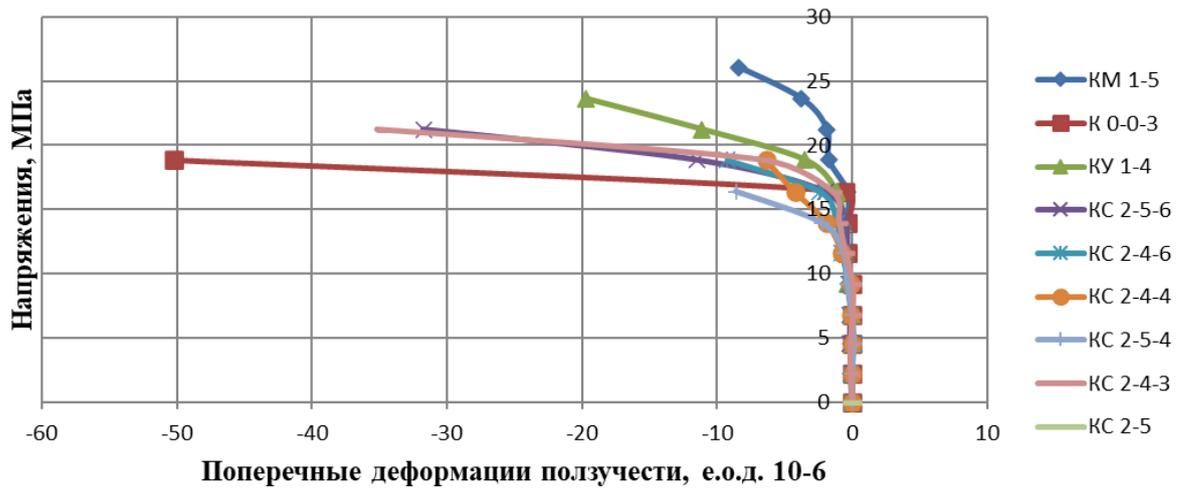


Рисунок 3.25 – График напряжения-поперечные деформации ползучести

После образования трещин рост неупругих (пластических) деформаций становится более интенсивным, что связано с разрыхлением (разуплотнением) структуры бетона.

Образцы с армированием стальной и стеклокомпозитной арматурой показали схожее начальное поведение. Поведение армированных образцов можно отнести к промежуточному между хрупким и пластичным, оно является более сложным, нежели у образца без армирования. Во время испытаний вертикальные волосяные трещины начинали появляться на уровне загрузки 85-95% от разрушающей нагрузки. До этого на поверхности образцов трещины не наблюдались. На стадии, предшествующей разрушению бетона, происходит объединение микротрещин в макротрещины, что сопровождается появлением заметных глазу трещин в образце. Вертикальные трещины постепенно увеличивались по длине и ширине с увеличением нагрузки до разрушающей.

Максимальная разрушающая нагрузка для образцов варьировалась от 850 до 1140 кН. Наибольшие значения разрушающей нагрузки соответствовали образцам с наименьшим шагом поперечной арматуры, то есть со стеснёнными поперечными деформациями. Разрушающая нагрузка образца, армированного стальной арматурой, составила 1140 кН, что на 9,6%

выше образца с аналогичным армированием, но со стеклокомпозитной и углекомпозитной арматурой.

Результаты эксперимента продемонстрировали, что разрушение в образцах с большей величиной шага хомутов определялось потерей устойчивости стержней продольной арматуры и разрыву хомутов, из-за относительно меньшего явления обжатия внутреннего бетонного ядра внутри обоймы. И наоборот, разрушение образцов с бóльшим обжатием, т. е. с меньшей величиной шага хомутов, характеризовалось разрушением бетонного ядра, заключенного внутри арматурного каркаса. В данных образцах зафиксированы бóльшие значения продольных деформаций из-за задержки выпучивания продольных стержней вследствие бóльшего обжатия бетона при учащенном армировании. При этом, разрыва поперечной арматуры в образцах с маленьким шагом поперечной арматуры не наблюдалось.

На конечном этапе загрузки перед разрушением колонны демонстрировали последовательно: отслоение защитного слоя бетона, текучесть продольной стальной арматуры, внезапный и взрывной характер разрыва поперечной стеклокомпозитной арматуры, потерю устойчивости и разрушение продольной стеклокомпозитной арматуры из-за чрезмерного выпучивания, выпучивание продольной стальной арматуры и, в итоге, разрушение бетонного ядра. Интересно отметить, что внезапный и взрывной характер разрыва поперечной стеклокомпозитной арматуры соответствует природе композитного материала (хрупкое разрушение). Кроме того, разрыв поперечной стеклокомпозитной арматуры происходил на пересечении со стержнями продольной арматуры.

Как уже отмечалось выше, в бетоне образцов без армирования до разрушения появляется нарушение структуры, которое сопровождается появлением микротрещин. При этом происходит перераспределение сжимающих усилий с более слабых мест на участки с ненарушенной структурой. При повышении нагрузки это приводит к быстрому разрушению.

В образцах с армированием перераспределение усилий происходит не с более слабого бетона на более прочный бетон, а со слабого бетона на арматуру, что приводит к повышению деформативности бетона. Кроме того, можно добавить, что замена стальных хомутов на стеклокомпозитные не имела влияния на деформативность колонн приблизительно до 80% от предельной разрушающей нагрузки.

Анализ зависимости σ - ε бетона показывает следующее. Неупругие деформации начинают незначительно проявляться на первых ступенях нагружения, однако, наиболее заметно они развиваются вблизи разрушающих напряжений.

Без учащенной постановки поперечной арматуры стеклокомпозитбетонные элементы по характеру работы ближе находятся к чисто бетонным образцам.

Также постановка поперечной арматуры чаще требуемого, позволяет избежать хрупкого разрушения элемента и приводит к некоторому увеличению пластической работы конструкции [45,95].

3.6 Влияние параметров армирования на прочность и деформативность образцов

Влияние типа продольной арматуры (сталь, композит) оценивалось на образцах с идентичным армированием с разным шагом поперечного армирования – 50 мм (КМ 1-5, КС 1-5) и 100 мм (КМ 1-4, КС 2-4, КУ 1-4). Образцы, армированные композитной арматурой с шагом поперечной арматуры 50 мм и 100 мм демонстрировали поведение, аналогичное образцам со стальной арматурой с тем же шагом хомутов.

Влияние использования композитной арматуры вместо стальной можно считать незначительным. Несущая способность образца, армированного стеклокомпозитной арматурой (при $\mu=2,26\%$, $s=50$ мм) всего на 9,6% ниже, чем у аналогичного по армированию образца со стальной арматурой.

При этом образцы со стальной арматурой имели более высокое значение модуля деформации, нежели образцы со стеклокомпозитной арматурой.

При анализе результатов испытаний какой-либо закономерности влияния вида рабочей композитной арматуры (АСК или АБК) не замечено. Разница в разрушающей нагрузке была в пределах 5-10 % как в одну, так и в другую сторону.

Влияние шага поперечной арматуры оценивалось на образцах с одинаковым процентом армирования и разным шагом хомутов. На Рисунке 3.26 представлена диаграмма зависимости прочности опытных образцов 2-й серии от шага поперечной арматуры. Ее анализ показывает, что с уменьшением шага хомутов до минимального (50 мм) прочность образцов возрастает в 1,22 и 1,33 раза при армировании стеклокомпозитной и стальной арматурой соответственно. С уменьшением шага хомутов и, соответственно, с увеличением эффекта обжатия внутреннего бетонного ядра предельные деформации также возрастают. По сравнению с контрольным образцом из чистого бетона без армирования предельные продольные деформации в 2 раза больше у образцов с маленьким шагом поперечной арматуры (50 мм). Кроме того, более частая постановка хомутов приводит к уменьшению поперечных деформаций.

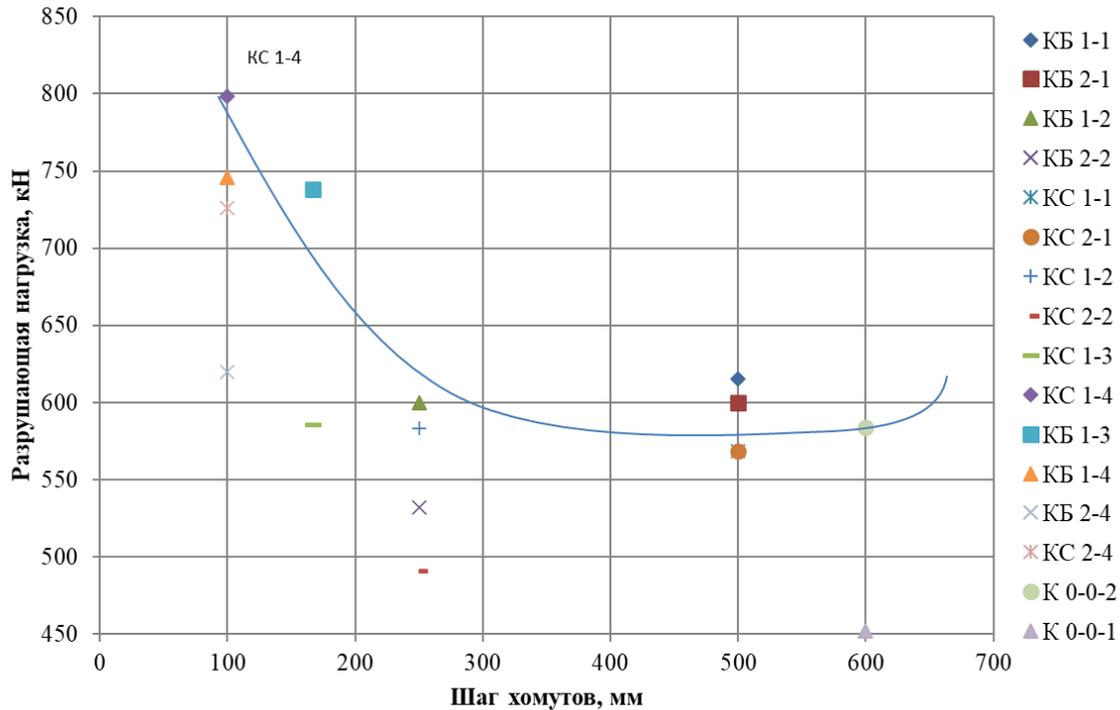


Рисунок 3.27 – Диаграмма зависимости прочности опытных образцов 1-й серии от шага поперечной арматуры

На Рисунках 3.31- 3.46 показаны диаграммы «напряжения-продольные и поперечные деформации», «напряжения-модуль упругости», «напряжения-коэффициент объёмной деформации», «напряжения-коэффициент Пуассона» для образцов 2-й серии.

По результатам анализа диаграмм для 2-х групп образцов, запроектированных с шагом хомутов 50 (КС 2-5-6, КС 2-5-4, КС 2-5) и 100 мм (КС 2-4-6, КС 2-5-4, КС 2-4-3) с тремя разными значениями коэффициента продольного армирования (0,565%, 1,13% и 2,26% соответственно) заметно, что на несущую способность и деформативность опытных образцов больше влияет количество стержней продольного армирования, нежели диаметр.

Так, например, при сравнении образцов КС 2-4-6 и КС-2-5-6 с процентом армирования $\mu=0,566$ (8Ø6) и образцов КС 2-4-4 и КС-2-5-4 с процентом армирования $\mu=1,13$ (4Ø12), было отмечено, что образцы с

меньшим шагом продольной арматуры показали бóльшую прочность, имели бóльший модуль деформации.

При одинаковых нагрузках поперечные деформации нарастают медленнее (раза в 4), чем продольные. Продольные деформации на графиках более пологие (постепенные), чем поперечные деформации, которые при определенных предельных значениях, резко увеличиваются, что, в итоге, приводит к разрушению испытываемого изделия.

Образцы с меньшим процентом продольного и поперечного армирования имели более хрупкое разрушение, сравнительно с образцами с более высоким значением продольного армирования. В то же время, можно отметить, что низкие значения коэффициента продольного армирования практически не дают увеличения прочности опытных образцов.

На Рисунках 3.28-3.29 показаны сравнительные диаграммы образцов К и КС, К и КБ 1-й серии. Из диаграмм заметно, что с учащением шага хомутов повышается как прочность, так и пластическая работа образцов, что подтверждает ранее выполненные работы [14]. При этом по диаграммам видно, что образцы с обычным шагом хомутов имели хрупкое разрушение и по характеру работы ближе к чисто бетонным образцам без армирования.

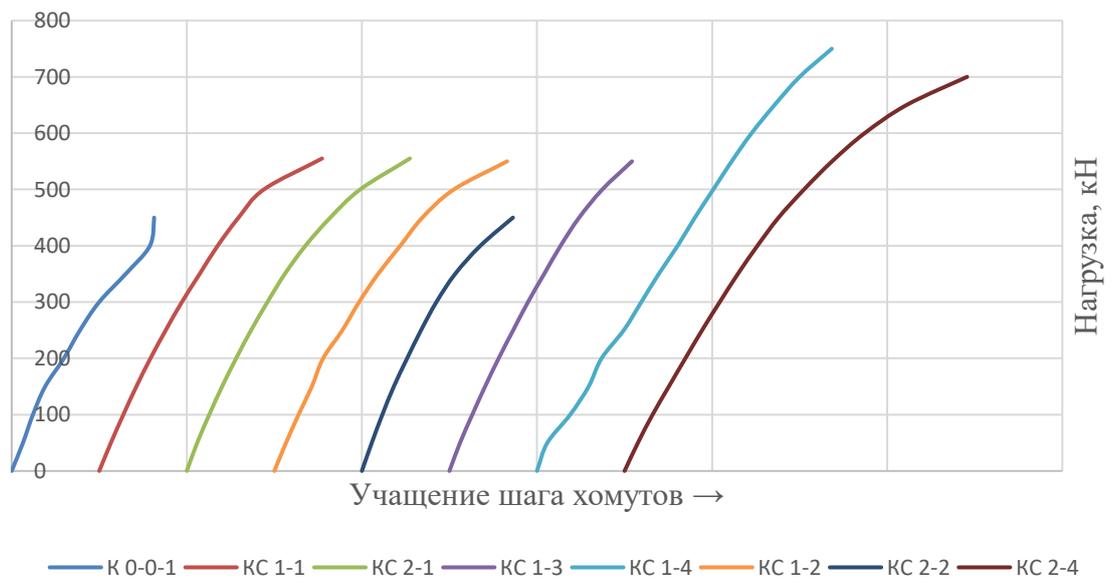


Рисунок 3.28 – Сравнительные диаграммы «напряжения-продольные деформации» образцов К и КС 1-й серии

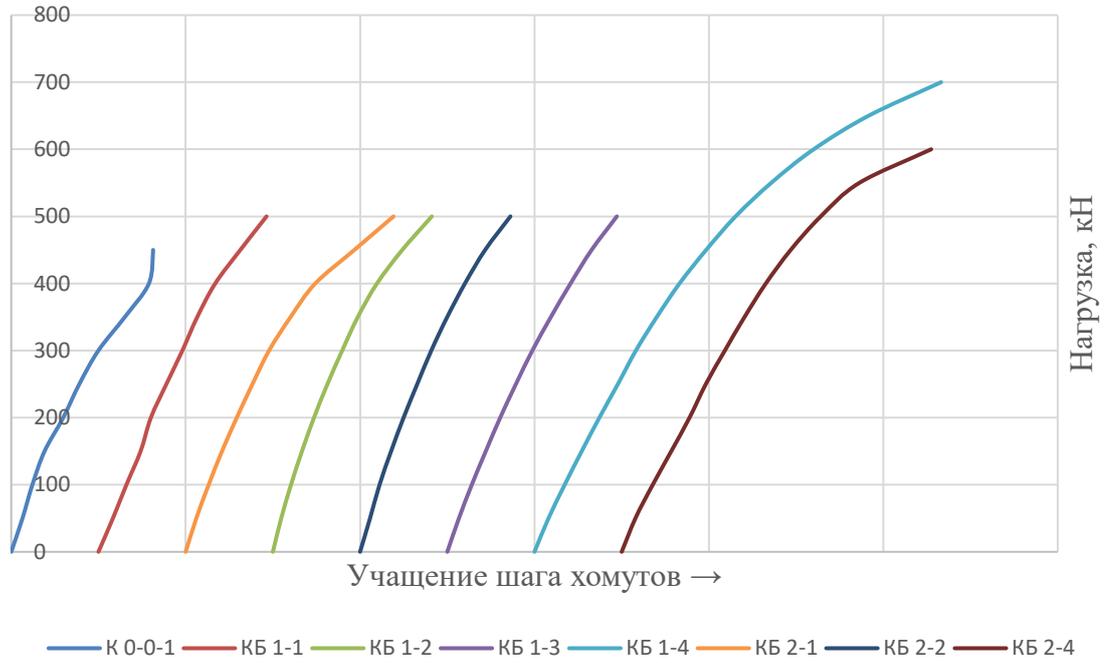


Рисунок 3.29 – Сравнительные «диаграммы напряжения-продольные деформации» образцов К и КБ 1-й серии

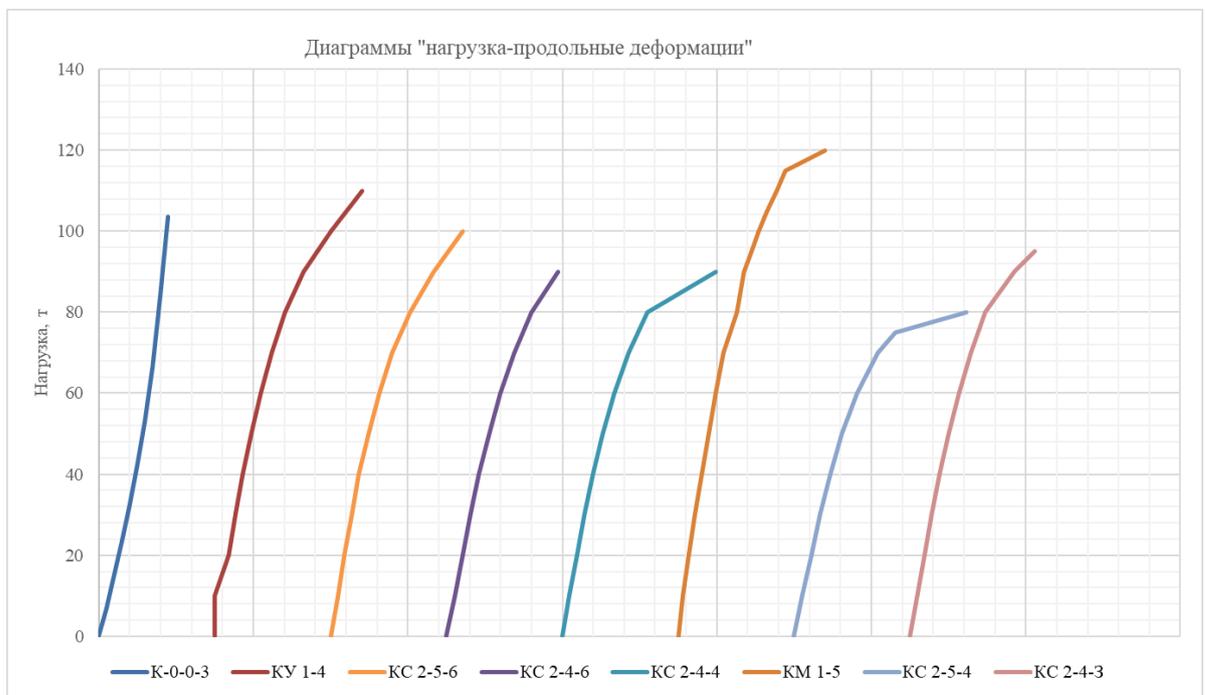


Рисунок 3.30 – Сравнительные диаграммы «напряжения-продольные деформации» по образцам КМ, КУ, КС, К 2-й серии

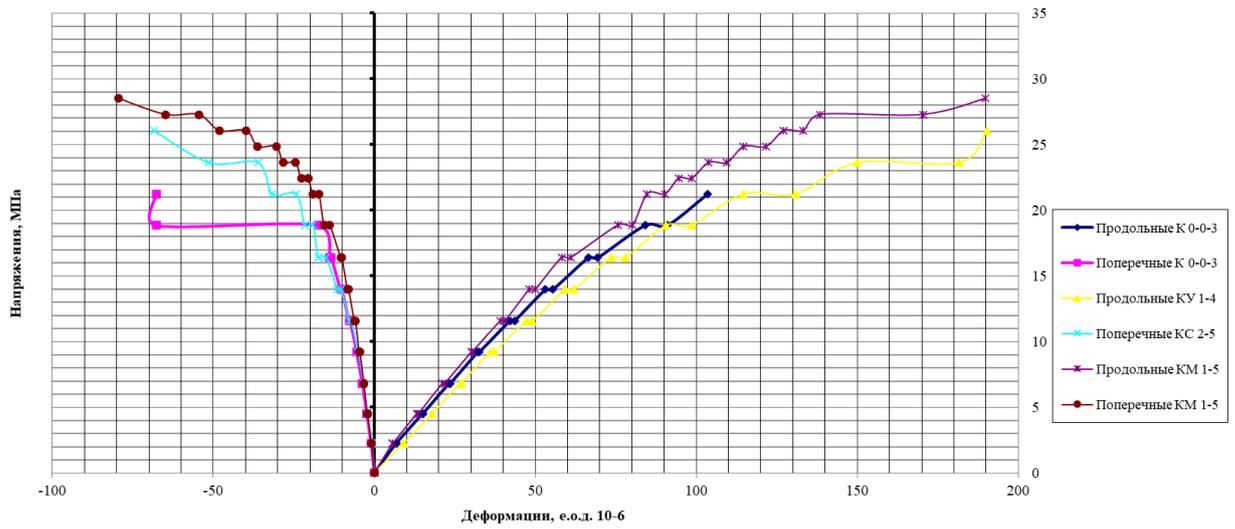


Рисунок 3.31 – Диаграмма напряжения-продольные и поперечные деформации по образцам К 0-0-3 - КУ 1-4 - КМ 1-5 2-й серии

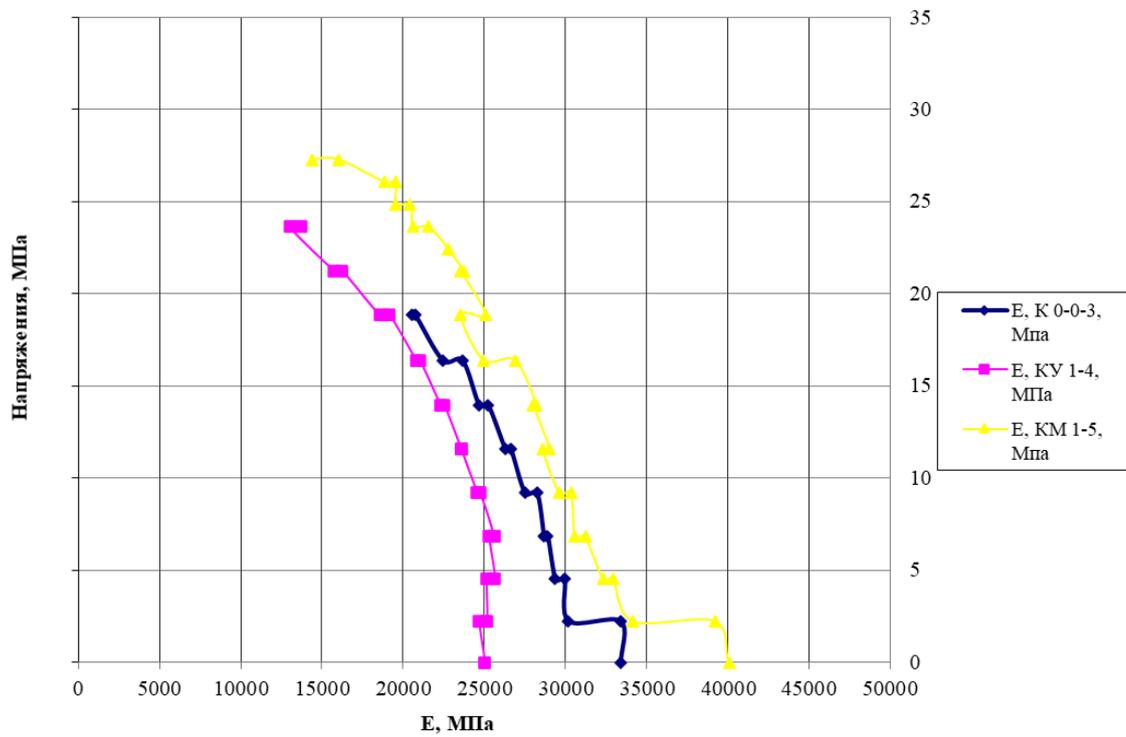


Рисунок 3.32 – Диаграмма напряжения – модуль упругости по образцам К0-0-3, КУ 1-4, КМ 1-5

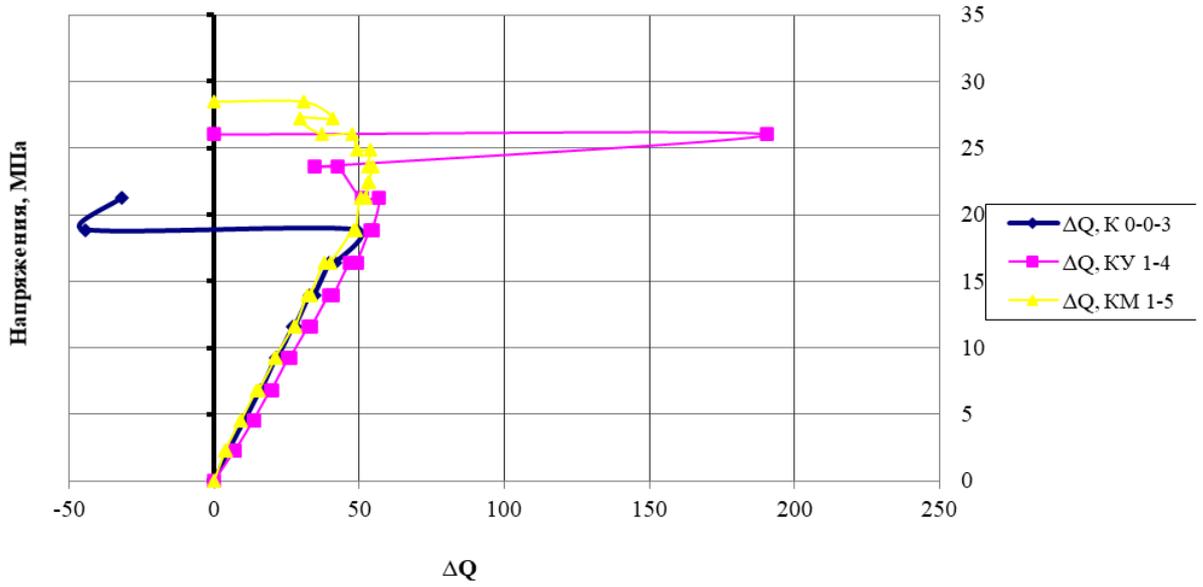


Рисунок 3.33 – Диаграмма напряжения- модуль объемной деформации по образцам К 0-0-3, КУ 1-4, КМ 1-5

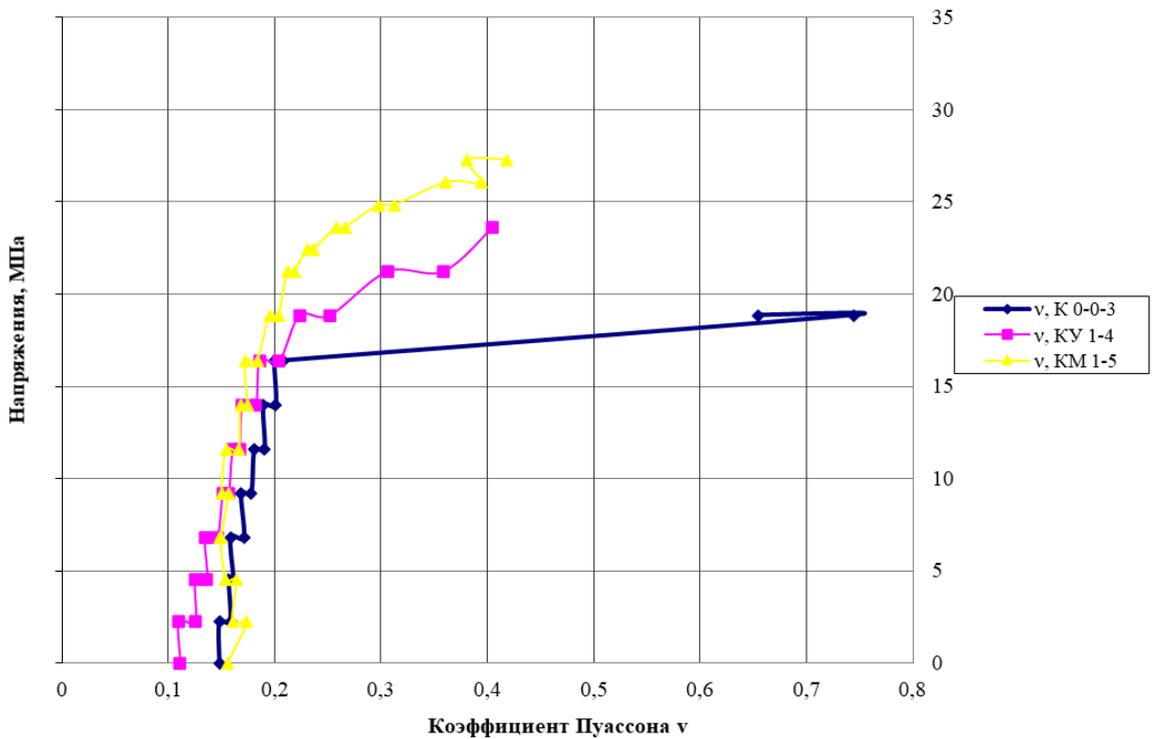


Рисунок 3.34 – Диаграмма напряжения- коэффициент Пуассона по образцам К 0-0-3, КУ 1-4, КМ 1-5

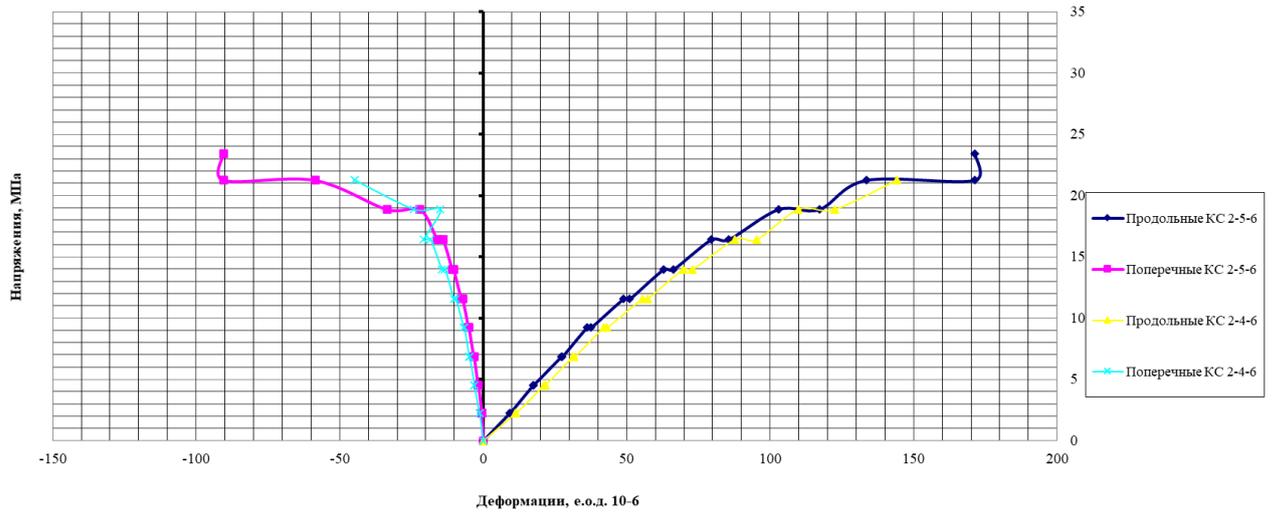


Рисунок 3.35 – Диаграмма напряжения – продольные и поперечные деформация по образцам КС 2-4-6, КС 2-5-6

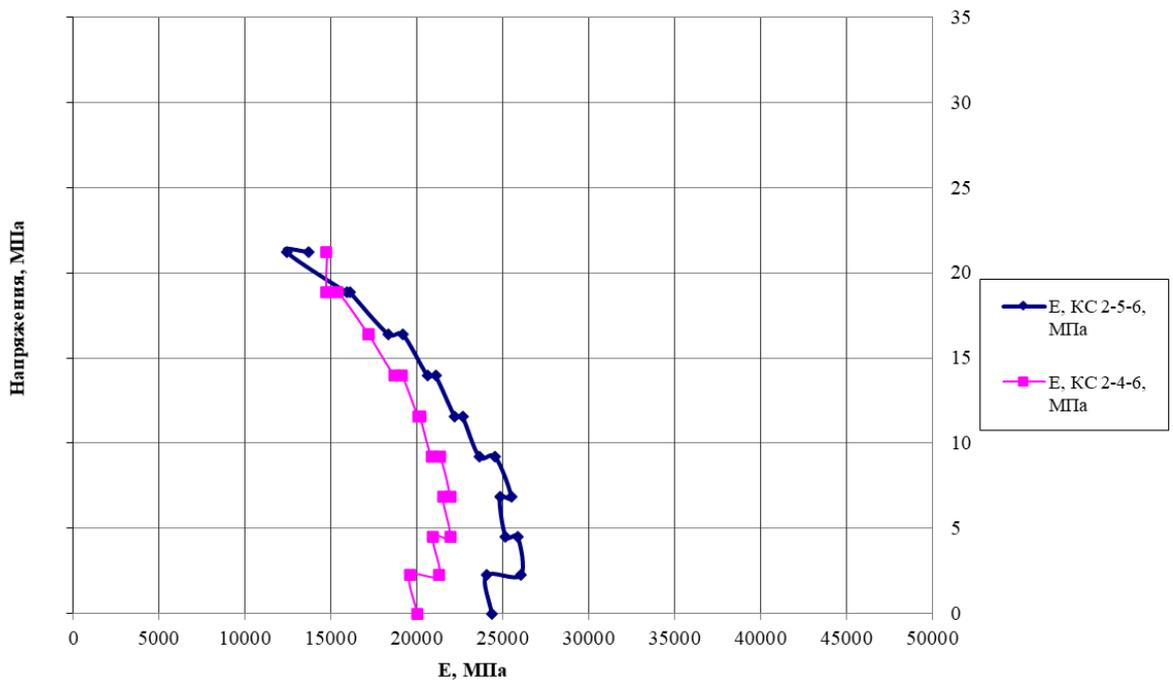


Рисунок 3.36 – Диаграмма напряжения – модуль упругости по образцам КС 2-4-6, КС 2-5-6

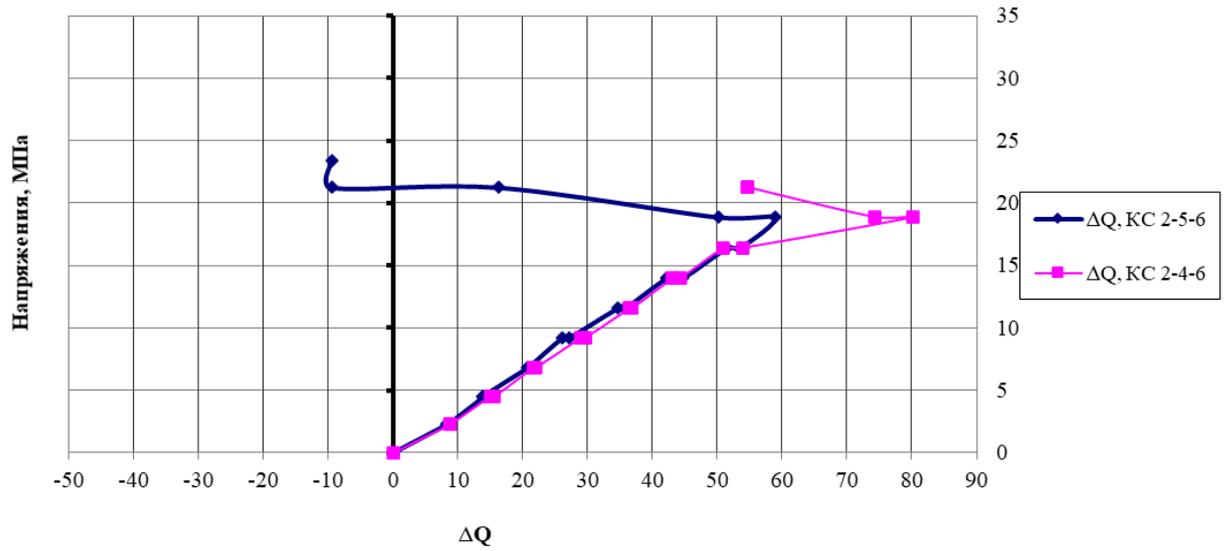


Рисунок 3.37 – Диаграмма напряжения- модуль объемной деформации по образцам КС 2-4-6, КС 2-5-6

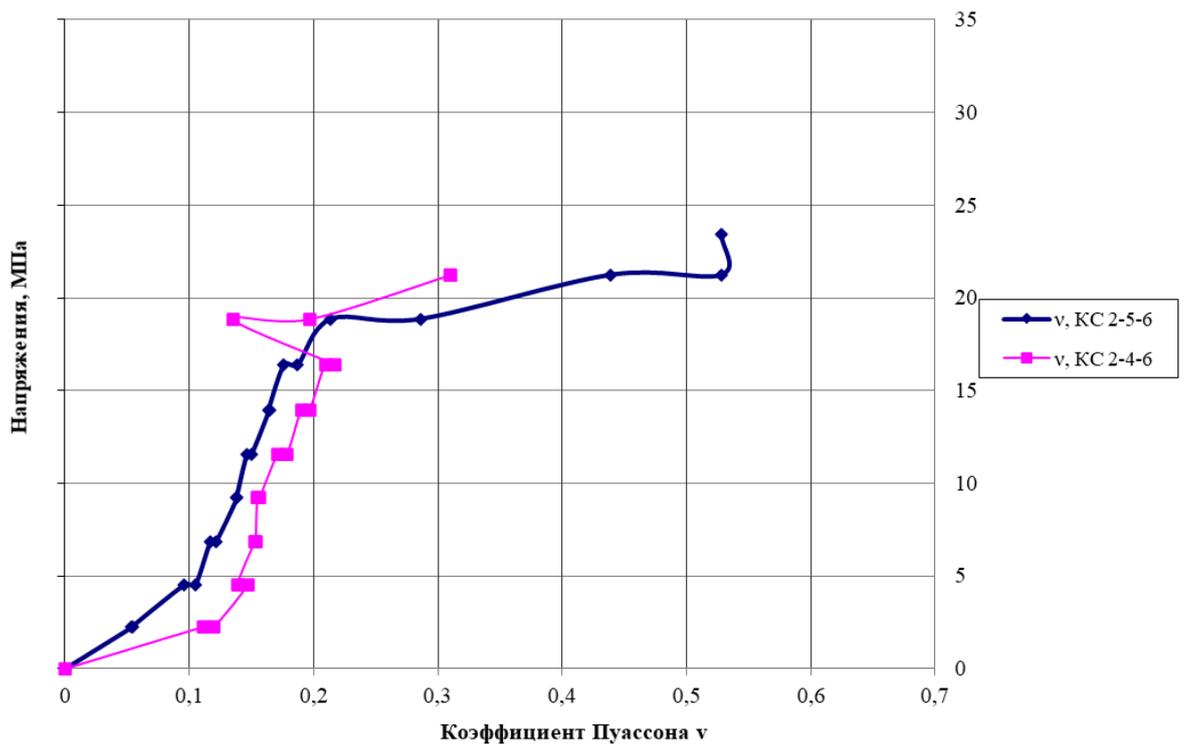


Рисунок 3.38 – Диаграмма напряжения-коэффициент Пуассона по образцам КС 2-4-6, КС 2-5-6

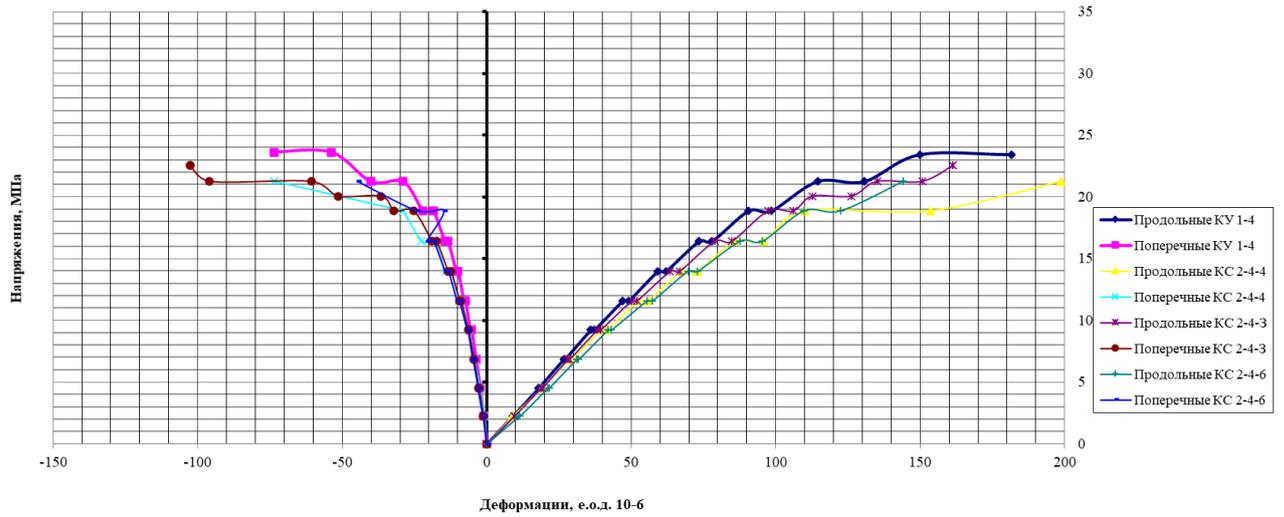


Рисунок 3.39 – Диаграмма напряжения- продольные и поперечные деформации по образцам КУ 1-4, КС 2-4-4, КС 2-4-3, КС 2-4-6

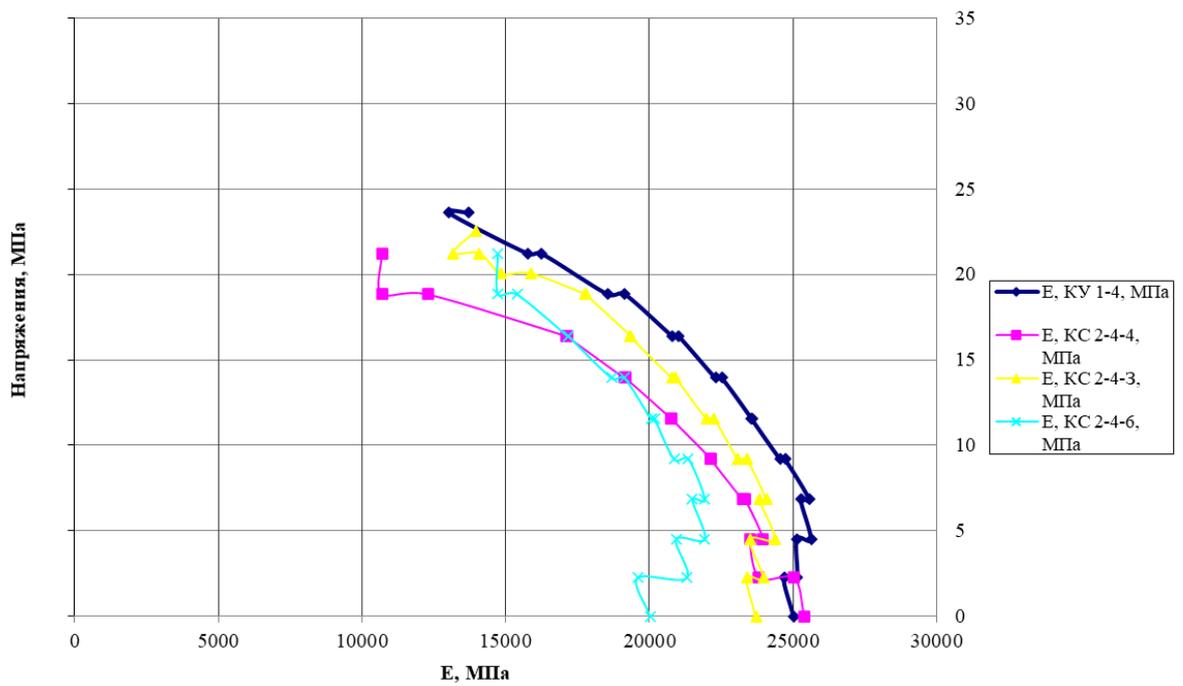


Рисунок 3.40 – Диаграмма напряжения – модуль упругости по образцам КУ 1-4, КС 2-4-4, КС 2-4-3, КС 2-4-6

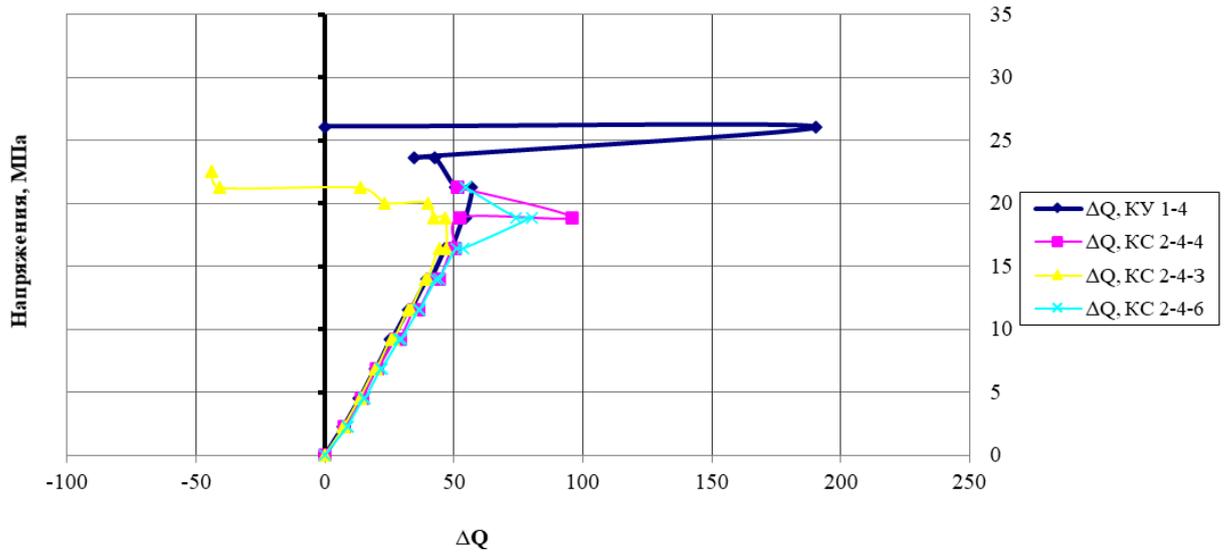


Рисунок 3.41 – Диаграмма напряжения-коэффициент объёмной деформации по образцам КУ 1-4, КС 2-4-4, КС 2-4-3, КС 2-4-6

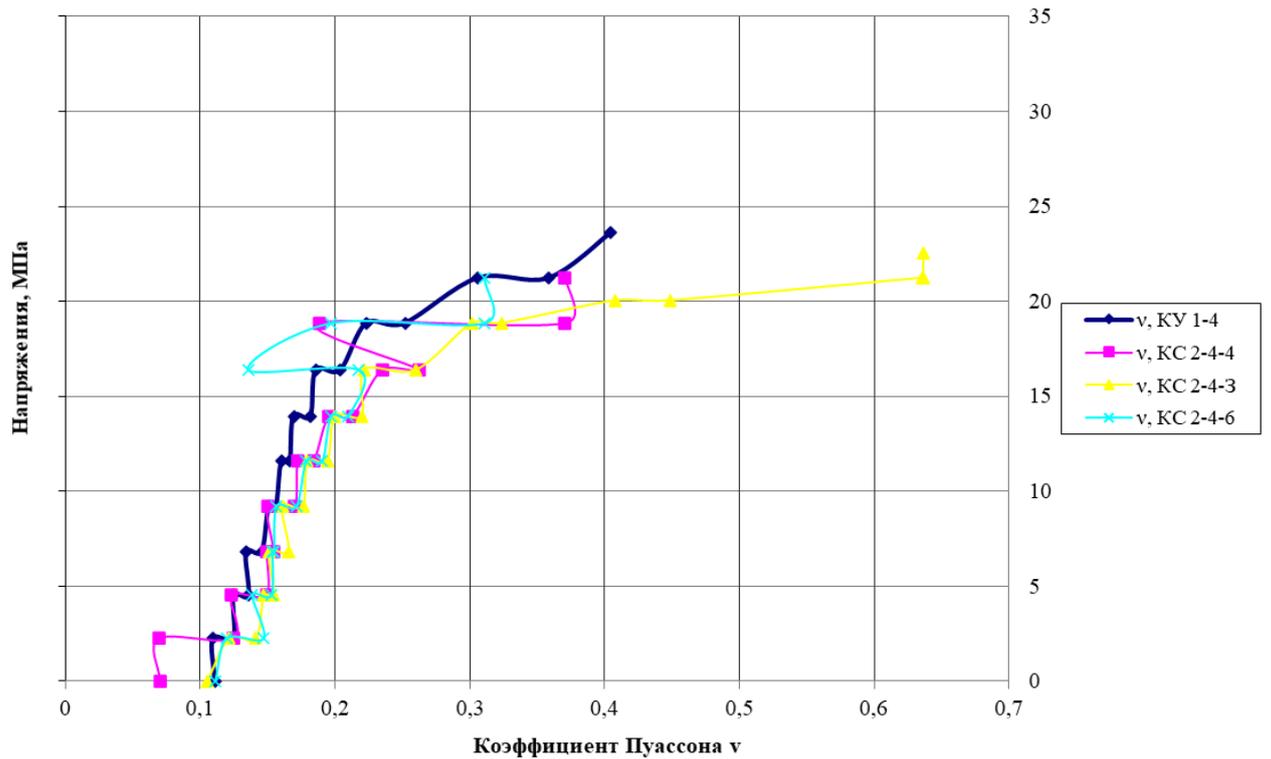


Рисунок 3.42 – Диаграмма напряжения – коэффициент Пуассона по образцам КУ 1-4, КС 2-4-4, КС 2-4-3, КС 2-4-6

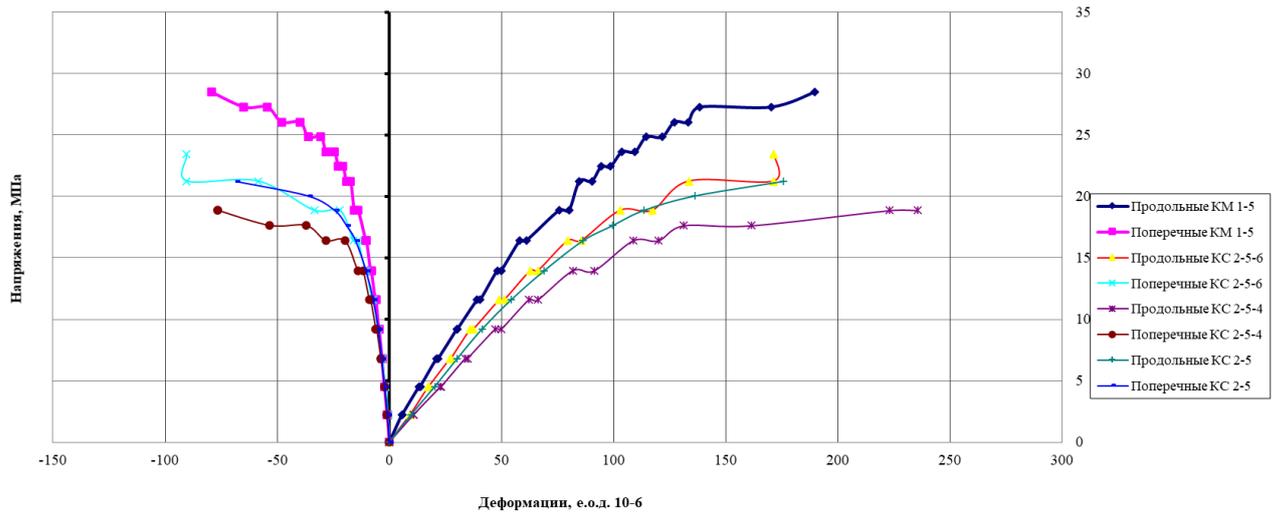


Рисунок 3.43 – Диаграмма напряжения – продольная и поперечная деформация по образцам KM 1-5, KC 2-5-6, KC 2-5-4, KC 2-5

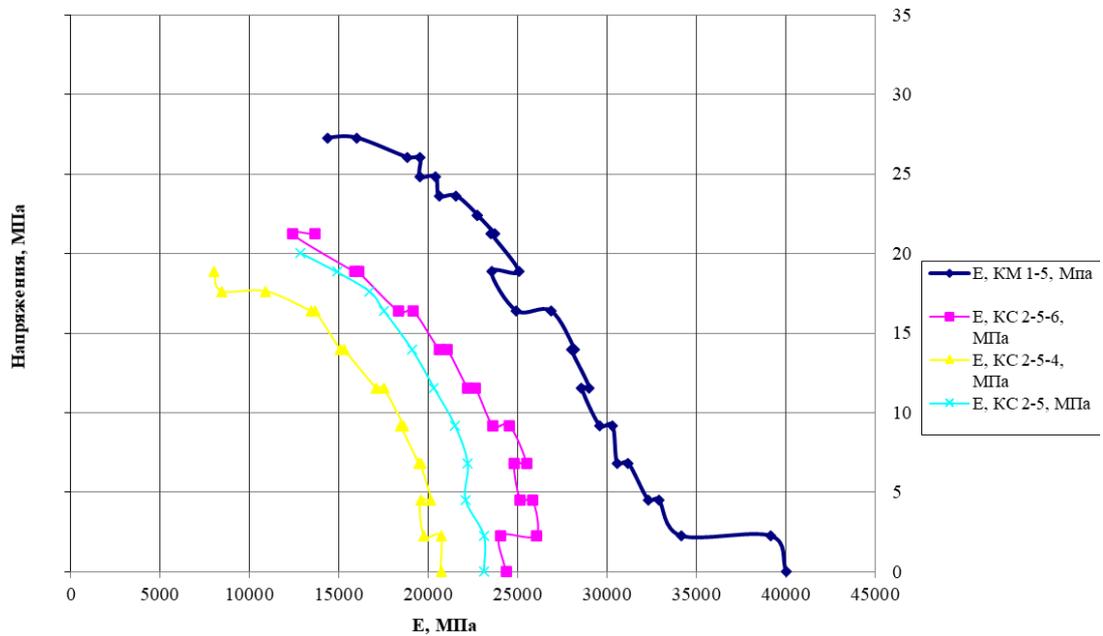


Рисунок 3.44 – Диаграмма напряжения – модуль упругости по образцам KM 1-5, KC 2-5-6, KC 2-5-4, KC 2-5

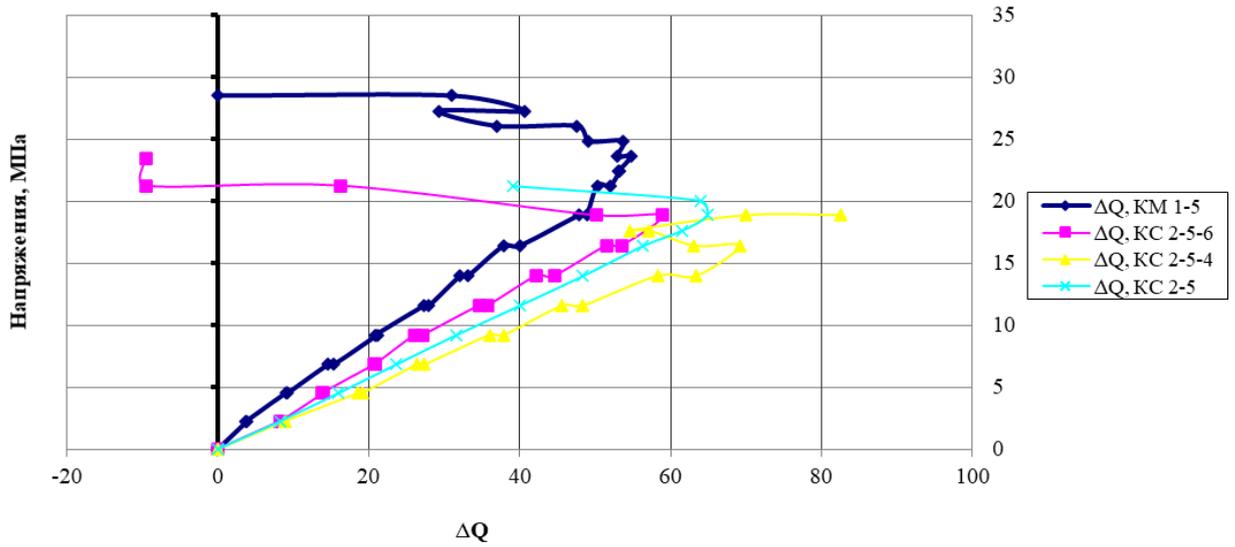


Рисунок 3.45 – Диаграмма напряжения – коэффициент объёмной деформации по образцам KM 1-5, KC 2-5-6, KC 2-5-4, KC 2-5

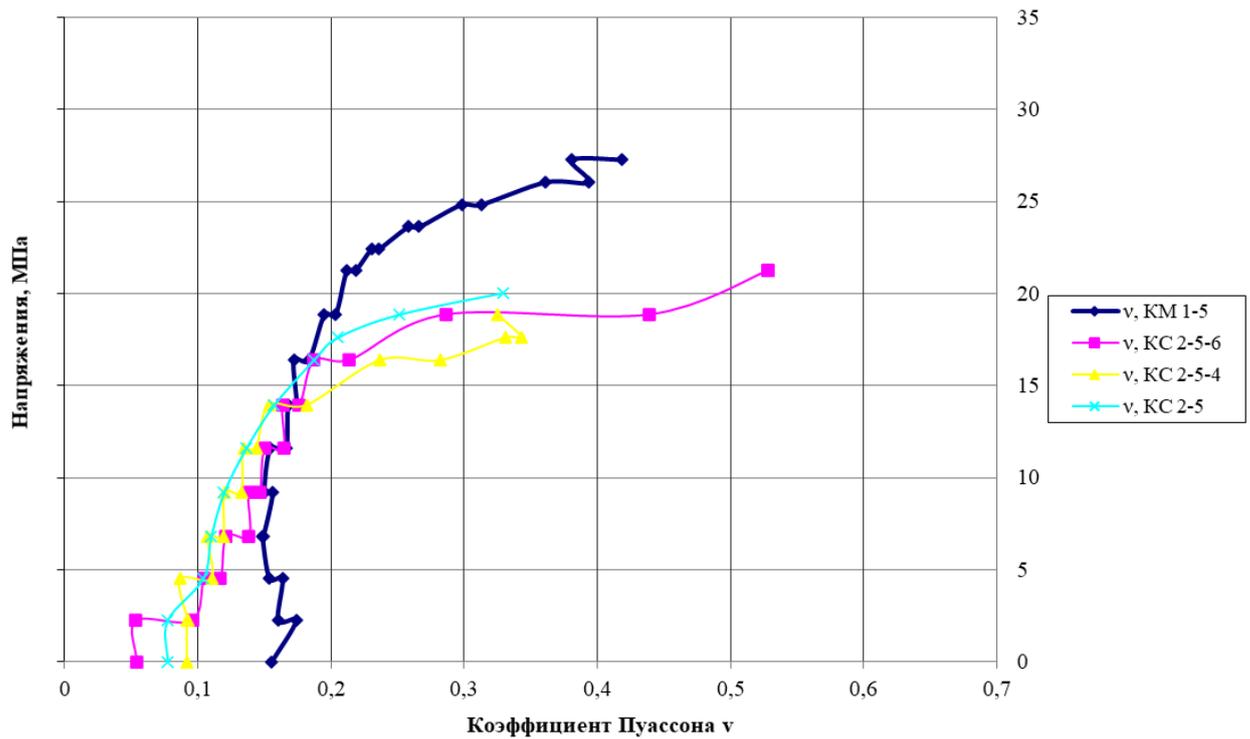


Рисунок 3.46 – Диаграмма напряжения – коэффициент Пуассона по образцам KM 1-5, KC 2-5-6, KC 2-5-4, KC 2-5

3.7 Выводы по третьей главе

1. Несущая способность колонн, армированных стеклокомпозитной арматуры всего на 9,6% ниже несущей способности железобетонных колонн, армированных стальной горячекатаной арматурой класса *A500*.
2. Низкие значения процента поперечного армирования не приводят к заметному увеличению несущей способности образцов, армированных стеклокомпозитной арматурой.
3. Эксперимент показал, что разрушение в образцах с незначительным эффектом обжатия при большой величине шага хомутов, вызывалось потерей устойчивости стержней продольной арматуры и разрыву хомутов, из-за меньшего эффекта обжатия бетонного ядра внутри обоймы. Разрушение образцов с бóльшим эффектом обжатия, вызванного меньшей величиной шага хомутов, характеризовалось разрушением бетонного ядра, заключенного внутри арматурного каркаса. В таких образцах зафиксированы бóльшие значения продольных деформаций из-за задержки выпучивания продольных стержней. При этом, разрыва поперечной арматуры в образцах с маленьким шагом поперечной арматуры не наблюдалось.
4. Замена стальных хомутов на стеклокомпозитные не оказала влияния на деформативность колонн приблизительно до 80% от предельной разрушающей нагрузки.
5. Без учащенной постановки поперечной арматуры стеклокомпозитбетонные элементы по характеру работы ближе к чисто бетонным образцам.
6. Маленькие значения шага поперечной арматуры позволяют избежать хрупкого разрушения элемента и приводит к увеличению пластической работы конструкции.

7. Образцы с меньшим процентом продольного и поперечного армирования имели хрупкое разрушение, сравнительно с образцами с более высоким значением продольного и поперечного армирования.
8. При одинаковом проценте армирования на несущую способность и деформативность опытных образцов больше влияет количество стержней продольного армирования, чем их диаметр.

ГЛАВА IV. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ БЕТОННЫХ КОЛОНН, АРМИРОВАННЫХ СТЕКЛОКОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ

4.1 Моделирование колонн в расчетном комплексе Ansys

В данном разделе приведен нелинейный статический расчет конечно-элементных моделей колонн, соответствующих опытным образцам. Конечно-элементные модели образцов собирались в пре/постпроцессоре ANSYS Mechanical, позволяющем задавать нелинейные деформационные зависимости для материалов и имеющие большое разнообразие моделей материалов, в нашем случае - бетона [110,155]. В качестве решателя использовался стандартный встроенный решатель.

Граничные условия моделей представлена на Рисунке 4.1. При решении были ограничены перемещения на плоскостях среза по нормальным перемещениям. Помимо этого, нижняя поверхность нижней опоры закреплена по всем степеням свободы. Давление приложено к верхней поверхности верхней прижимной пластины.

Для бетона и армирующих элементов использовались объемные твердотельные элементы. Армирующие элементы соединены с бетоном общей конечно-элементной сеткой. Конечно-элементная модель представлена на Рисунке 4.2. Для сокращения времени расчёта моделей использовался принцип симметрии, т.е. моделировалась четверть образца.

Для бетона применялась модель пластичности Друкера-Прагера. Армирующим материалам из композитных материалов – стеклокомпозиту и углекомпозиту, механические свойства задавались как ортотропным материалам.

Армирующим элементам задана ориентация элементов исходя из направления волокон материала – вдоль оси стержней. Вид систем координат элементов представлен на Рисунке 4.3.

Критерием остановки расчета было расхождение решения нелинейной задачи вследствие больших пластических деформаций бетона.

Целью приведенного расчета являлось получение данных о несущей способности и деформативности колонн на различных этапах загрузки для последующего сравнения с экспериментальными результатами и оценки точности предложенной методики расчета, а также определение напряженно-деформированного состояния на всех стадиях загрузки.

Результатами расчёта являлись: разрушающая нагрузка образцов, напряжения в поперечной и продольной арматуре, характер трещинообразования.

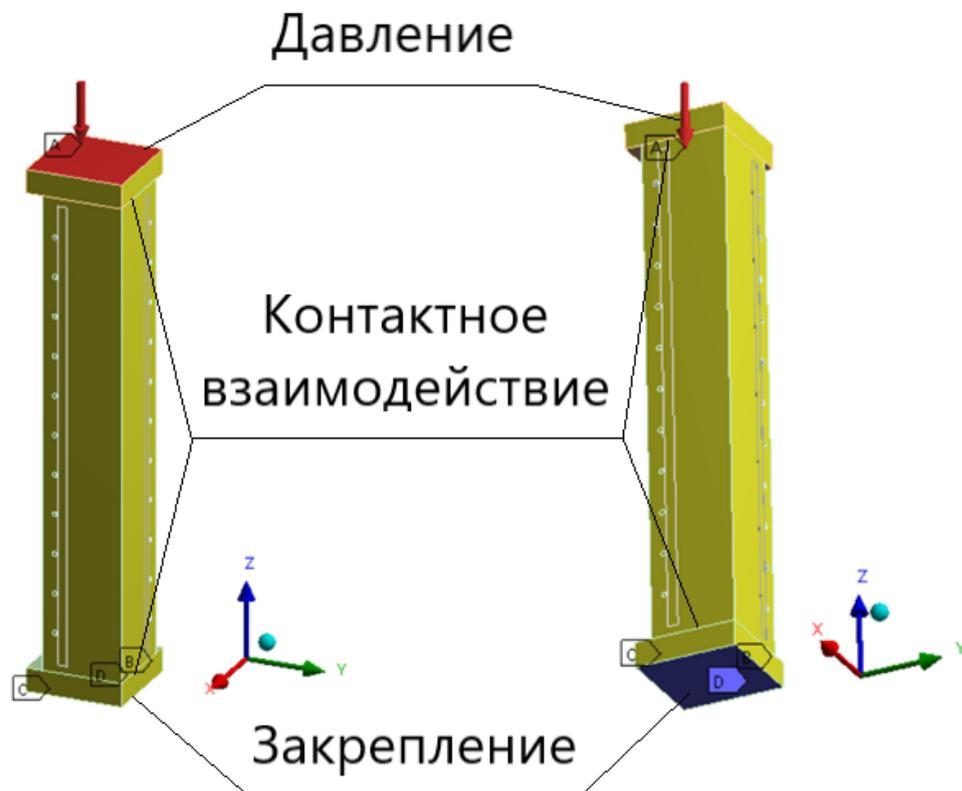
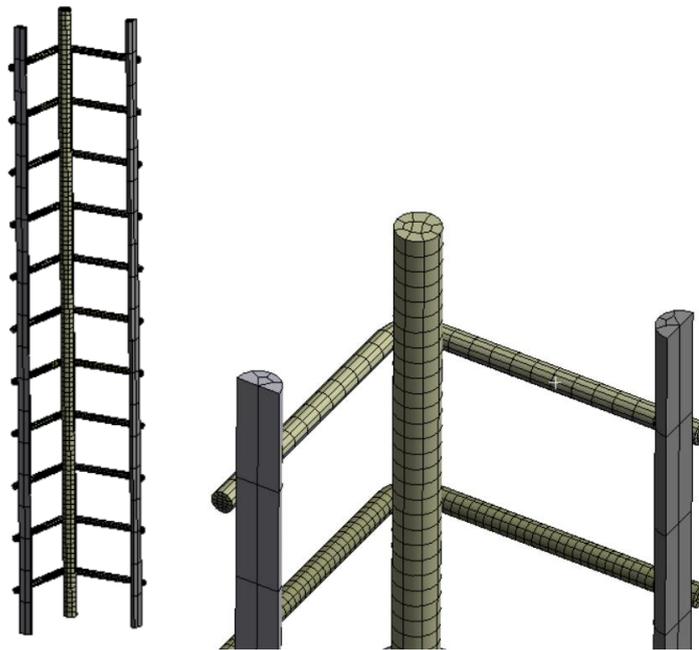
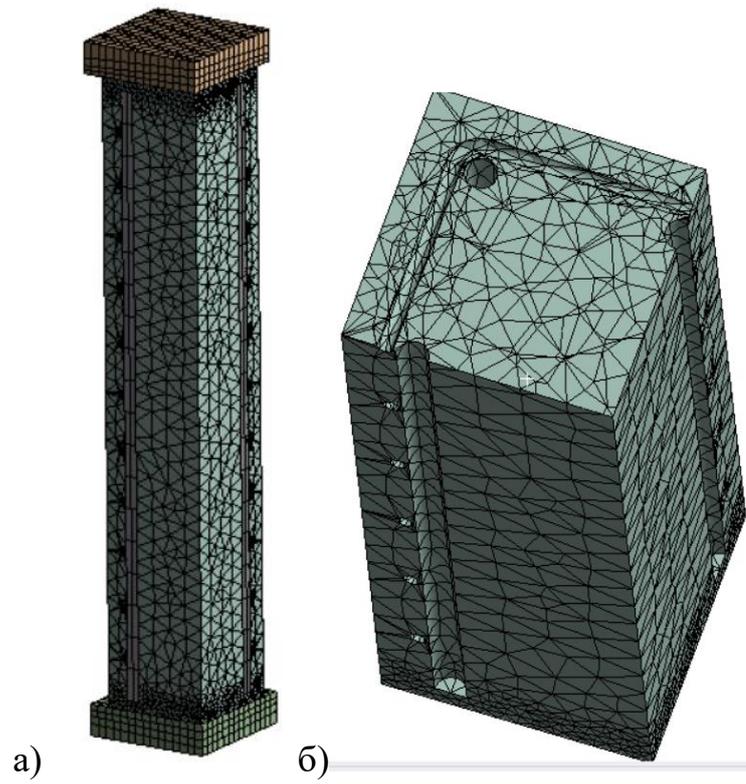


Рисунок 4.1 – Граничные условия



в)

Рисунок 4.2 – Вид конечно-элементной модели а) всей модели, б) бетона, в) армирующих элементов

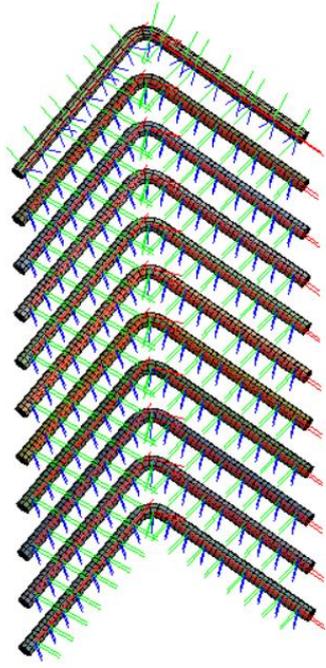


Рисунок 4.3 – Система координат армирующих элементов

4.2 Сравнение результатов расчета в модели и экспериментальных данных

Точность полученной КЭ модели проверялась на натуральных испытаниях опытных образцов. В данной работе приведены результаты сравнения КЭ модели с результатами 12 опытных образцов, выполненных в рамках диссертации.

При анализе результатов исследований конечноэлементных моделей, в качестве критерия разрушения опытных образцов была принята максимальная суммарная реакция в опорах от продольной силы, приложенной к верхней грани колонны. Важным результатом численного решения является получение диаграмм деформирования и распределение напряжений в элементах на всем этапе нагружения. Диаграммы деформирования опытных и численных образцов показаны на Рисунках 4.9- 4.14. Из графиков видно, что несущая способность КЭ моделей близка к опытным величинам.

Результаты сравнения несущей способности экспериментальных образцов и КЭ моделей приведены на Рисунке 4.4 и в Таблице 4.1.

Из Таблицы 4.1 видно, что разработанная численная модель показывает хорошую сходимость. Среднее значение отклонений несущей способности для экспериментальных образцов и для КЭ модели составляет $+9...-3,1\%$. Из сравнительных диаграмм деформирования заметно, что численные модели удовлетворительно описывают реальное поведение центрально сжатых колонн под нагрузкой. По результатам анализа диаграмм (Рисунок 4.9) также можно заметить бóльшую пластичность у образцов с меньшим шагом поперечной арматуры, что было установлено в ходе экспериментальных исследований в рамках настоящей работы.

Таблица 4.1 – Результаты сопоставления опытных и расчетных разрушающих нагрузок центрально сжатых бетонных образцов квадратного сечения, армированных стеклокомпозитной арматурой

| № п/п | Образец | $N^{экс}$, кН | $N^{МКЭ}$, кН | $\frac{N^{экс} - N^{МКЭ}}{N^{экс}} 100\%$ |
|-------|----------|-------------------|-------------------|---|
| 1 | К 0-0-3 | 849,6 | 840 | +1,1 |
| 2 | КС 2-3 | 849,6 | 876 | -3,1 |
| 3 | КС 2-4-6 | 901,3 | 826,75 | +8,3 |
| 4 | КС 2-4-3 | 901,3 | 826,75 | +8,3 |
| 5 | КС 2-4-4 | 849,6 | 779,33 | +8,3 |
| 6 | КУ 1-4 | 1042,3 | 972 | +6,7 |
| 7 | КМ 1-4 | 1091 | 1016 | +6,9 |
| 8 | КМ 1-5 | 1140 | 1038 | +9,0 |
| 9 | КС 1-5 | 1042,2 | 956 | +8,3 |
| 10 | КС 2-5 | 993,6 | 911,42 | +8,3 |
| 11 | КС 2-5-4 | 901,3 | 826,75 | +8,3 |
| 12 | КС 2-5-6 | 936,5 | 859,04 | +8,3 |

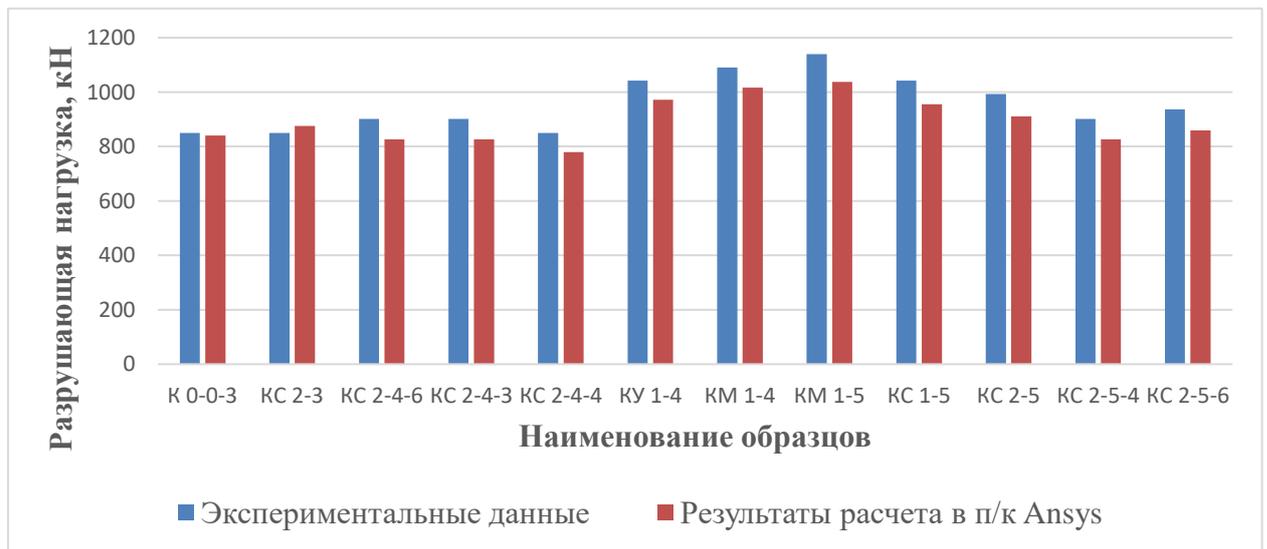


Рисунок 4.4 – Сравнение результатов численного моделирования с экспериментальными данными

Напряженно-деформированное состояние

Пример для КС 2-4-6

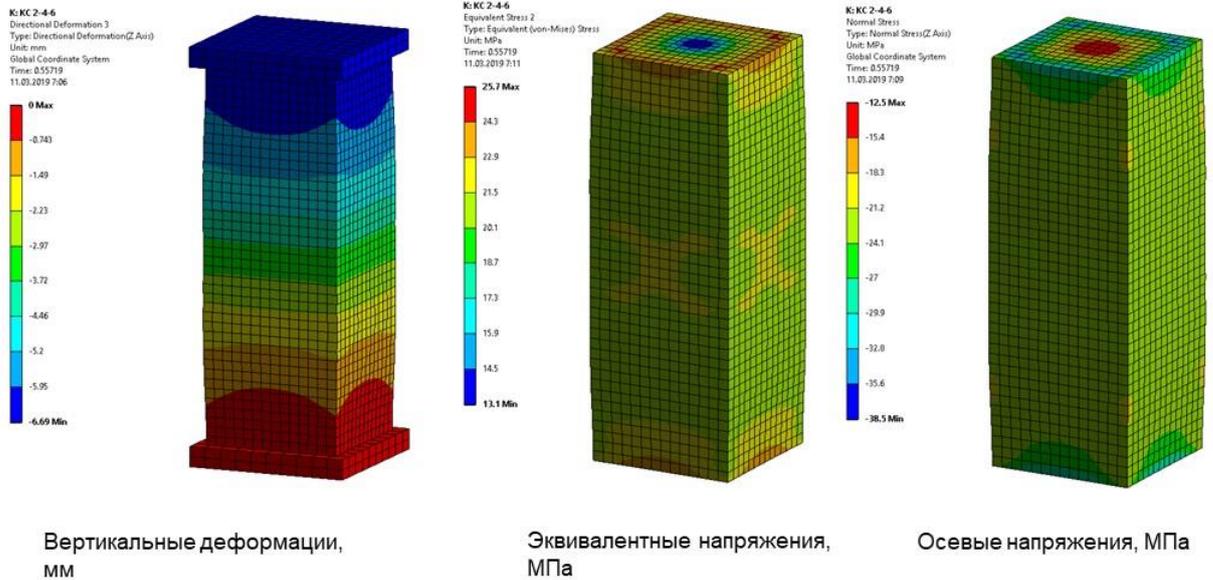


Рисунок 4.5 – Результаты расчета колонн (для образца КС 2-4-6)

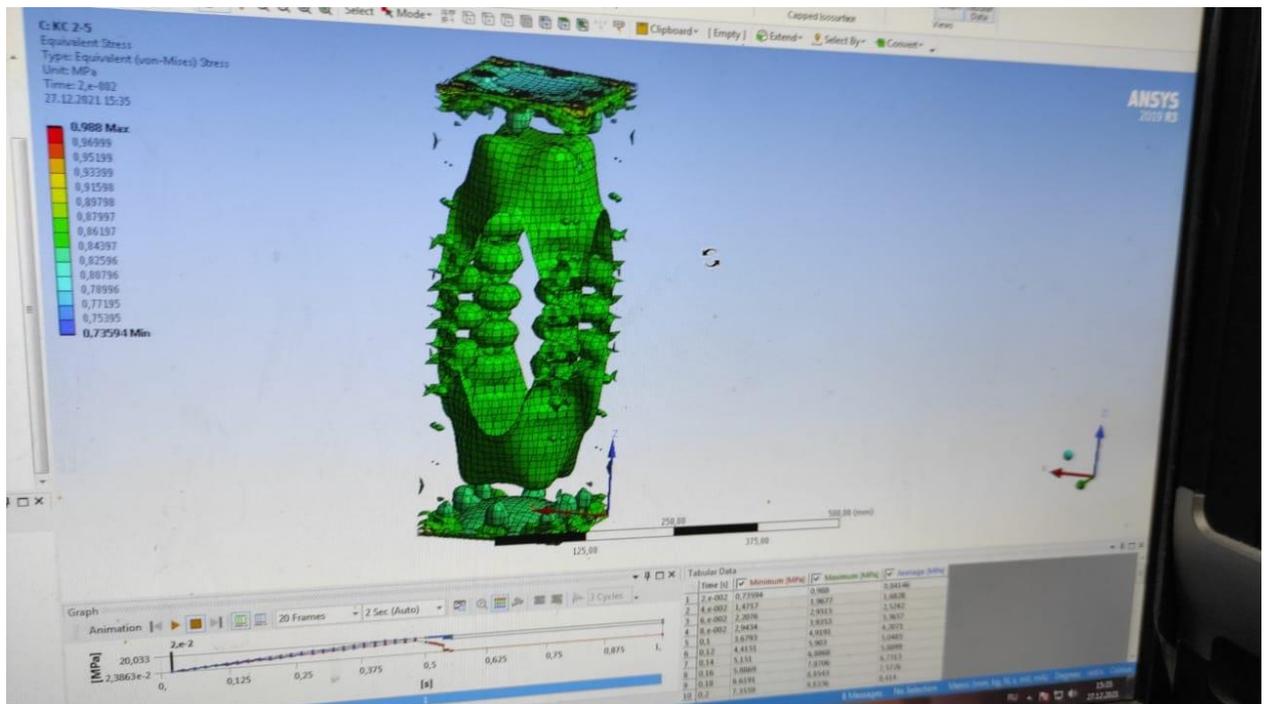


Рисунок 4.6 – Общий вид разрушения внутреннего эффективно обжатого ядра образца КС 2-5

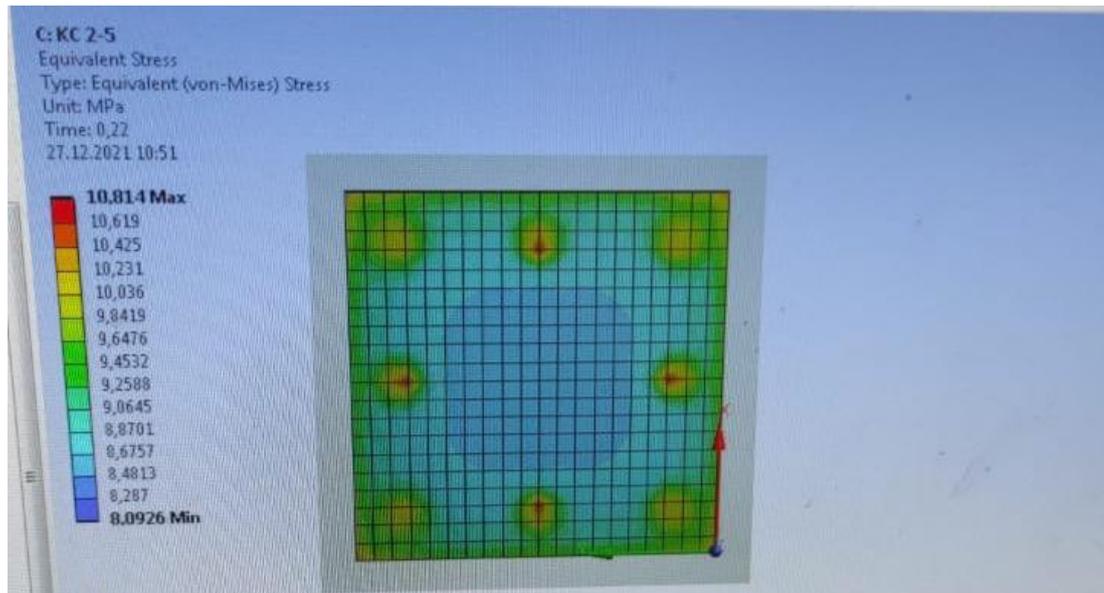


Рисунок 4.7 – Общий вид сечения образца КС 2-5 с эффективно обжатым ядром

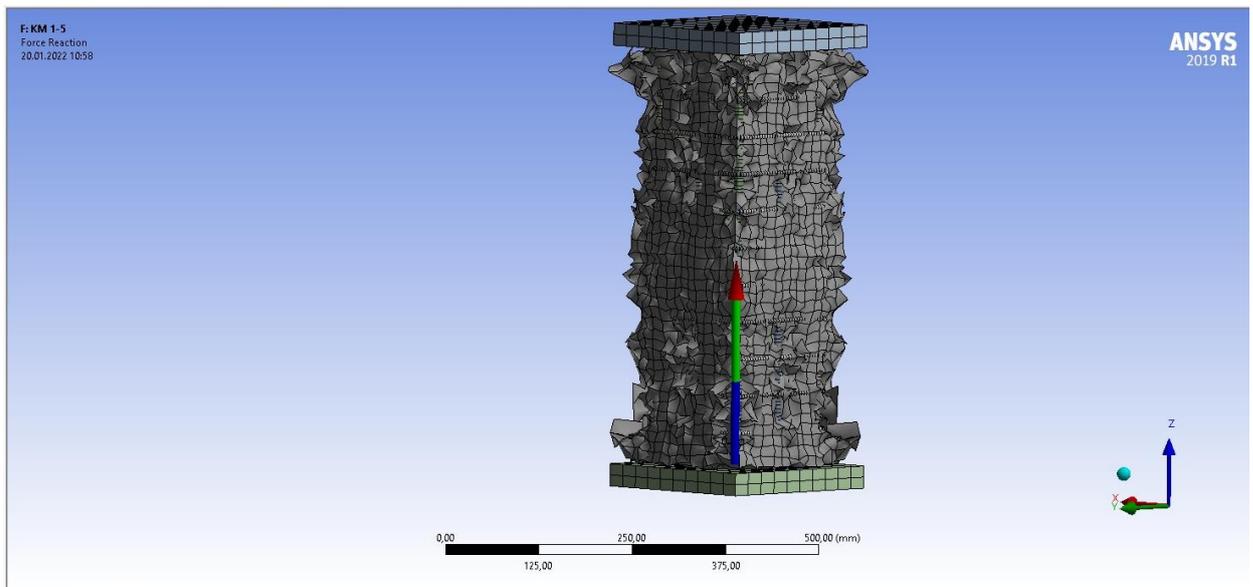
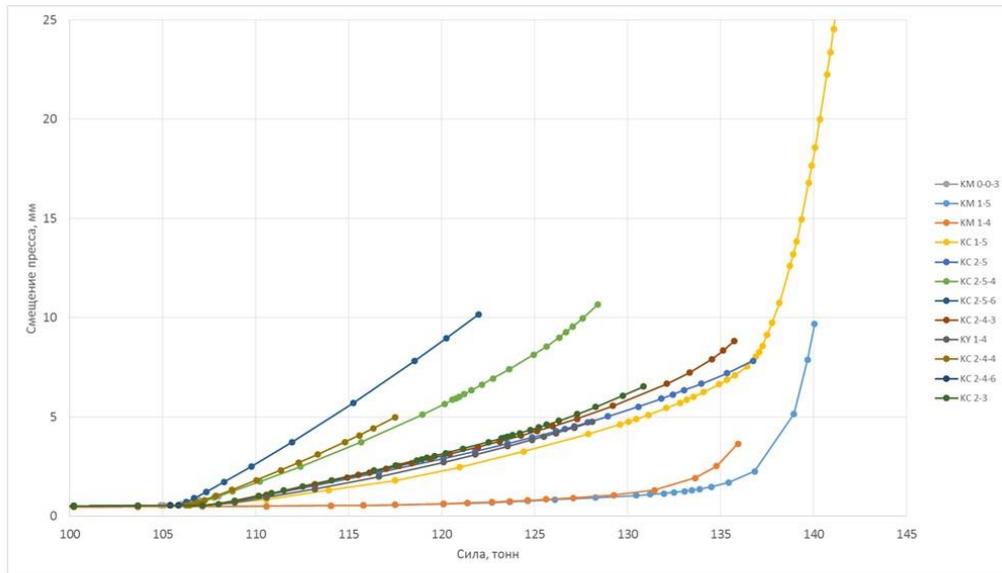


Рисунок 4.8 – Общий вид образца КМ 1-5 после разрушения с отслоением защитного слоя бетона

Результаты расчетов



8

Рисунок 4.9 – Графики напряжения-деформация для посчитанных образцов в п/к Ansys

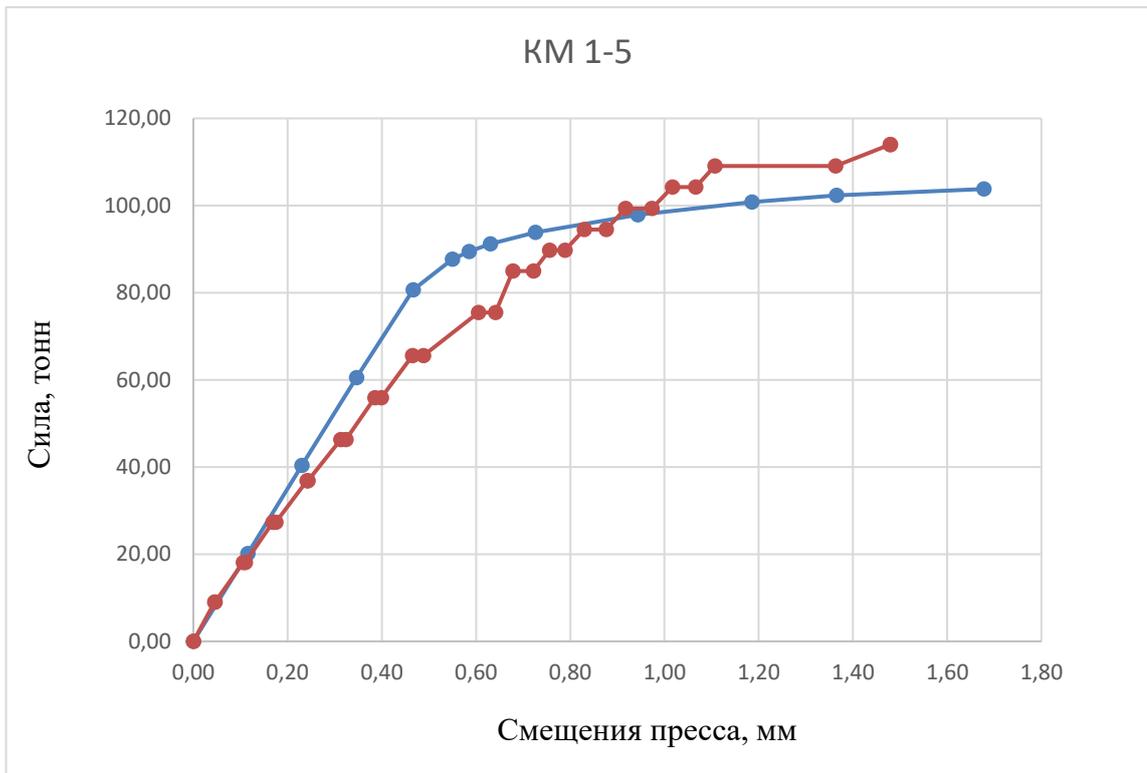


Рисунок 4.10 – Диаграмма деформирования. Образец KM 1-5

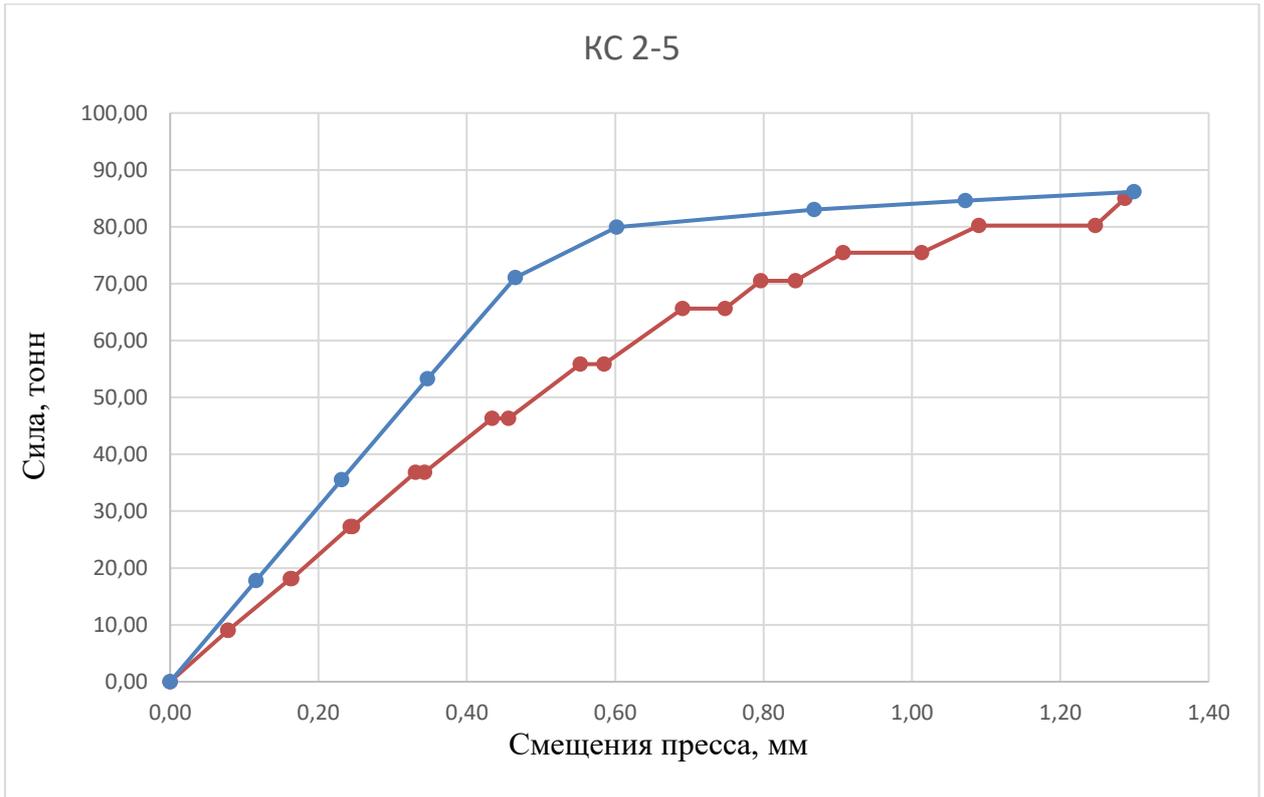


Рисунок 4.11 – Диаграмма деформирования. Образец КС 2-5

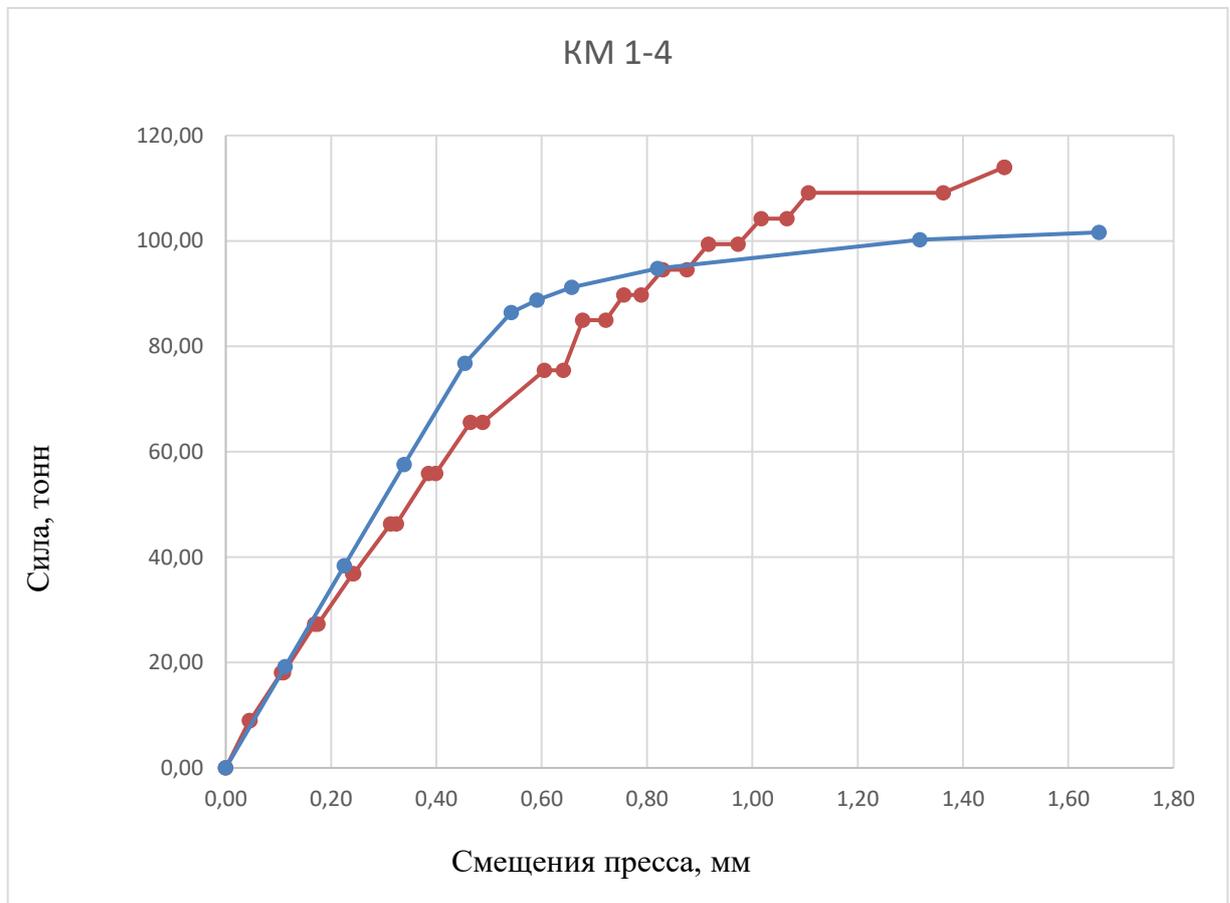


Рисунок 4.12 – Диаграмма деформирования. Образец КМ 1-4

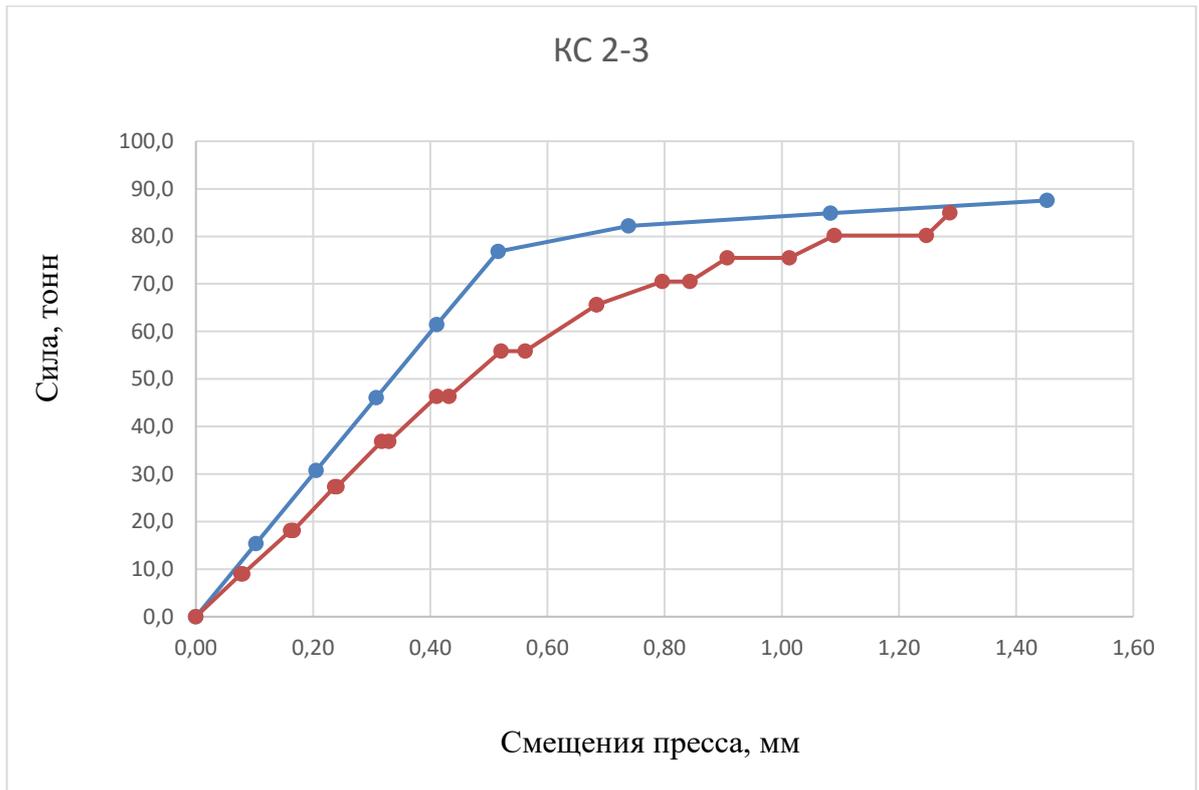


Рисунок 4.13 – Диаграмма деформирования. Образец КС 2-3

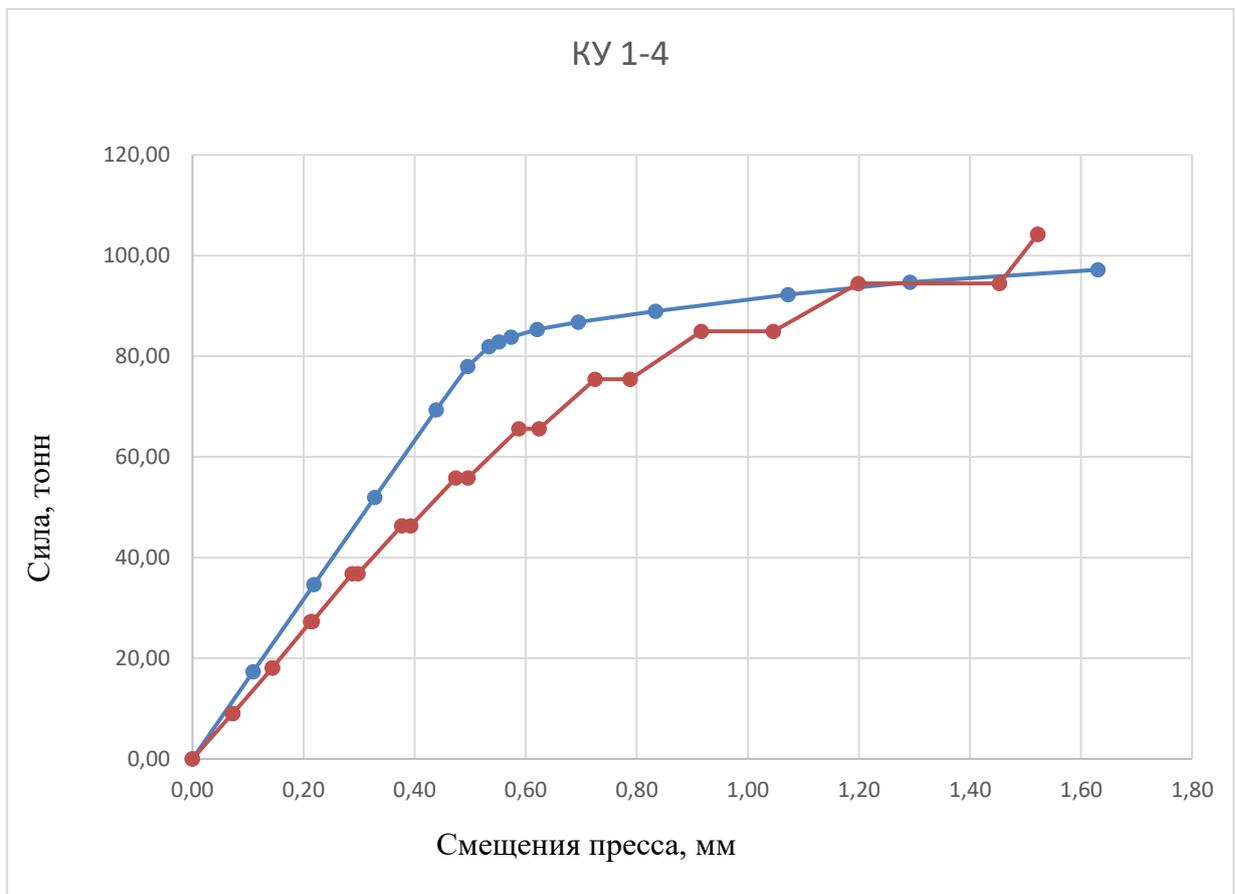


Рисунок 4.14 – Диаграмма деформирования. Образец КУ 1-4

C: 21
 Equivalent Plastic Strain 2
 Type: Equivalent Plastic Strain
 Unit: m/m
 Time: 0,85
 30.01.2022 23:06

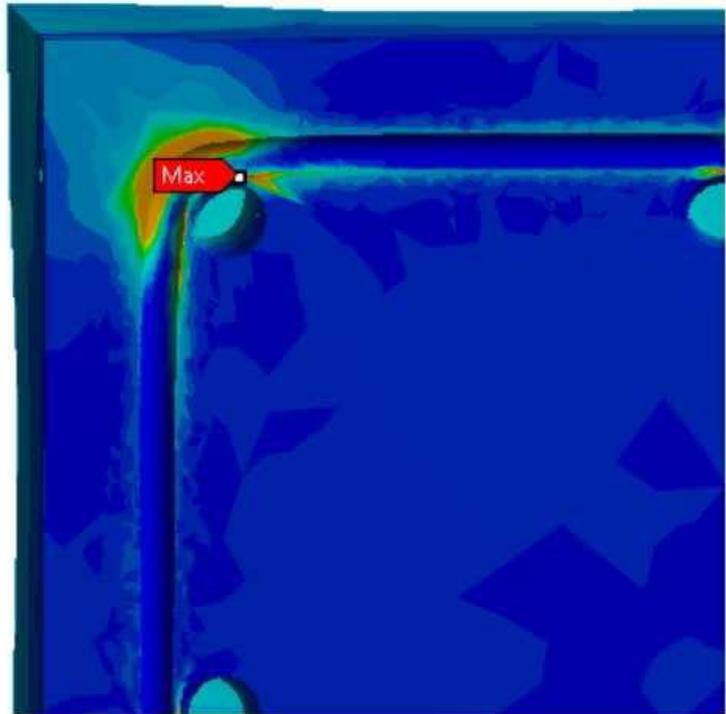
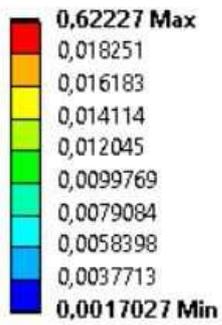


Рисунок 4.15 – Пластические деформации хомутов в образце КС 1-5, разрез в зоне максимальных значений

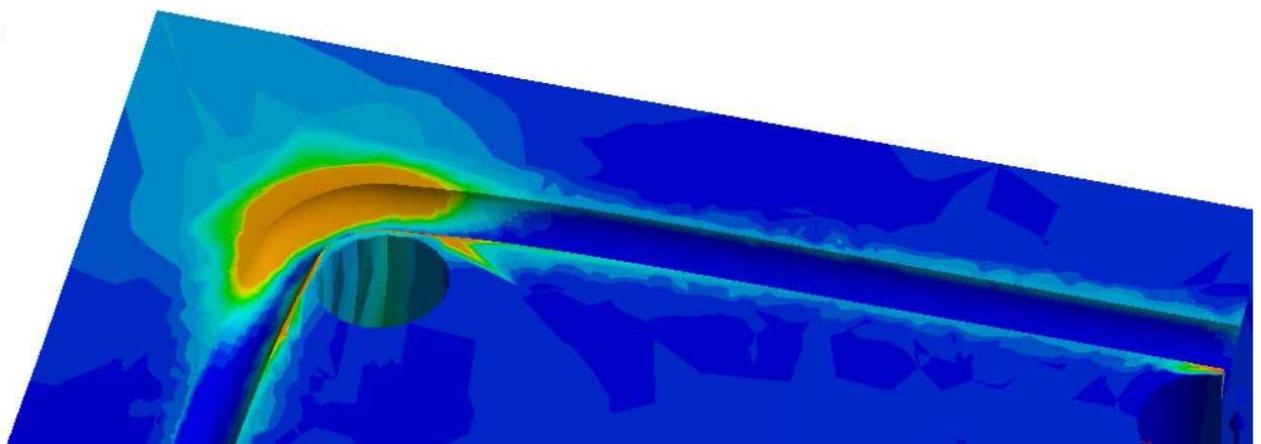


Рисунок 4.16 – Вид деформаций в зоне максимальных значений (на сгибе хомутов)

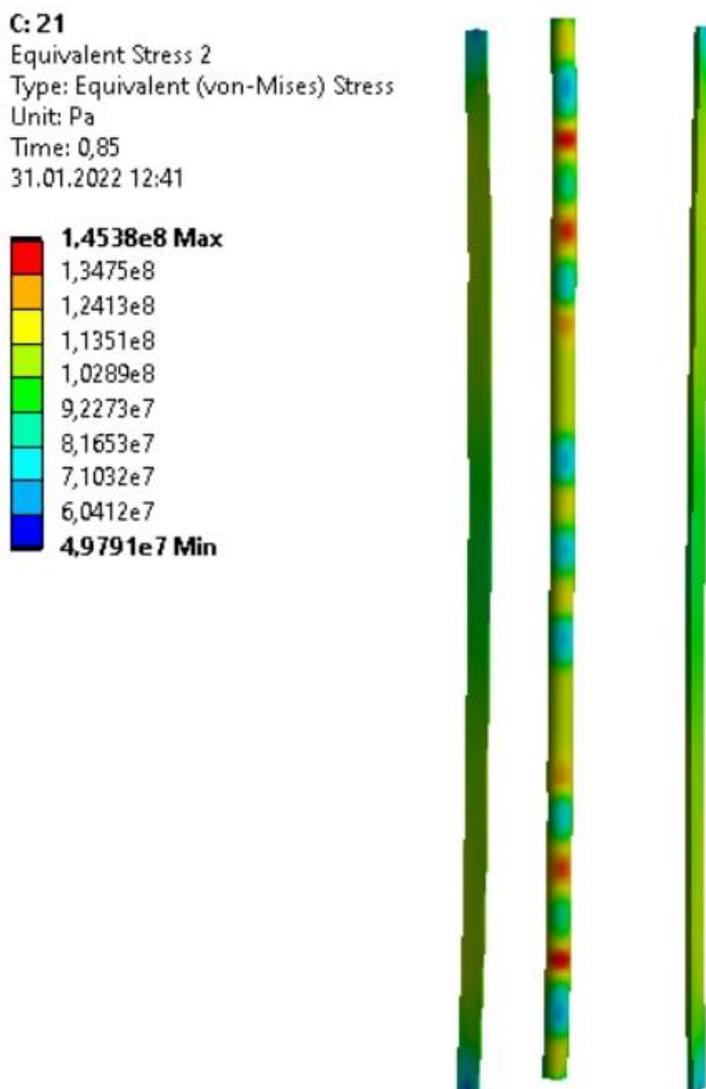


Рисунок 4.17 – Напряжения в продольной стеклокомпозитной арматуре

Из Рисунка 4.9 видно, что образцы с меньшим шагом продольной и поперечной арматуры имеют пластический характер разрушения, как было замечено и при экспериментальных исследованиях (см. главу III).

Как можно заметить из Рисунка 4.8 при разрушении происходит отслоение защитного слоя бетона, что было также замечено в ходе проведения экспериментальных исследований. Также можно отметить, что чем чаще установлена продольная и поперечная арматура, тем меньший масштаб повреждений получает образец после разрушения.

Из Рисунка 4.4 можно отметить хорошую сходимость результатов численного моделирования и экспериментальных данных.

По результатам численного моделирования видно (Рисунки 4.15, 4.16), что наибольшие напряжения и деформации, и в конечном счете, разрушения в поперечной арматуре возникают в угловых зонах, в месте сгиба хомутов. Это подтверждает результаты как испытаний натуральных образцов (см. главу 3), в которых при разрушении наблюдался разрыв хомутов именно на сгибах, так и ранее высказанную гипотезу (см. главу 2) о зависимости прочности бетонных колонн от прочности материала хомутов.

Согласно Рисунку 4.17 напряжения в продольной стеклокомпозитной арматуре в образце КС 1-5 достигали 71...145 МПа, среднее значение которого хорошо коррелируется с ранее высказанном предположении о максимальных напряжениях в стеклокомпозитной арматуре.

Для оценки влияния шага поперечной арматуры на рост прочности образцов на сжатие были проанализированы результаты численного моделирования, из которых следует, что с уменьшением шага постановки поперечных стержней увеличивается разрушающая нагрузка. Наибольшую разрушающую нагрузку имели образцы с шагом поперечной арматуры 50 мм, как и в результатах экспериментальных испытаний (см. главу III).

4.3 Сравнение результатов аналитического расчета колонн с экспериментальными данными

С целью проверки достоверности и оценки точности предлагаемых методов расчета прочности центрально-сжатых колонн было выполнено сопоставление теоретических результатов с экспериментальными данными.

На основании разработанной методики расчета, были определены теоретические разрушающие значения нагрузок $N_{\text{теор}}$ для различных образцов, испытанных на центральное сжатие отечественными и зарубежными исследователями.

В Таблице 4.2 приведены теоретические и экспериментальные данные 50 центрально-сжатых образцов из отечественных и зарубежных работ [44,45,75,99,118,150,152]. Результаты обобщенного сравнения опытных и рассчитанных по предложенной методике определения разрушающих нагрузок представлены на Рисунках 4.18, 4.19.

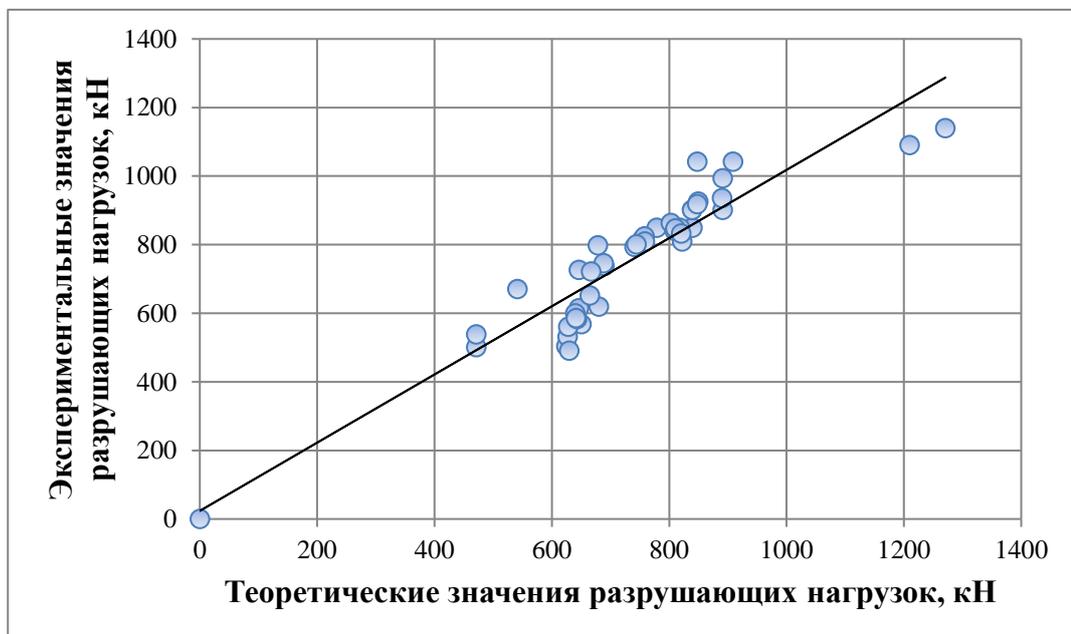


Рисунок 4.18 – Сопоставление расчетных и экспериментальных данных прочности лабораторных образцов авторов [44,45,75]

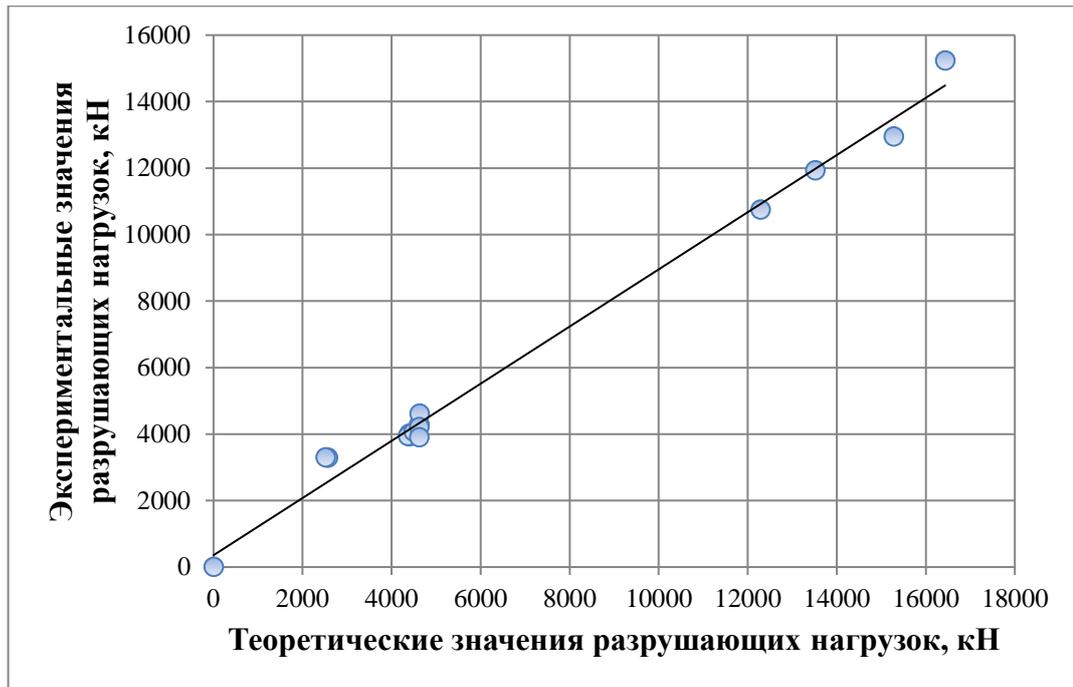


Рисунок 4.19 – Сопоставление расчетных и экспериментальных данных прочности лабораторных образцов зарубежных авторов [99,118,150,152]

Анализируя результаты испытаний, можно заметить, что, согласно предложенной методике, образцы с маленьким шагом продольной и поперечной арматуры оказываются несколько недооцененными по несущей способности, в то время как образцы с расположением арматуры согласно требованиям норм оказываются несколько переоцененными.

Как видно из Таблицы 4.2, расхождения между экспериментальной и теоретической прочностью составили: -19...+24%.

Полученные результаты свидетельствуют о хорошем совпадении теории и практики. Все эти результаты подтверждают достоверность предлагаемых расчетных методов.

Предложенные методы определения прочности центрально-сжатых колонн, армированных стеклокомпозитной арматурой, позволяют с достаточной для практических целей точностью решать данную задачу.

Предложенные методы могут использоваться для расчета прочности сжатых элементов как со стеклокомпозитной, так и с другими видами неметаллической арматуры.

Таблица 4.2 – Результаты сопоставления теоретических и опытных разрушающих нагрузок центрально сжатых бетонных образцов квадратного сечения, армированных стеклокомпозитной арматурой

| Автор | Образец | b(d), мм | w', мм | s, мм | R _{b,n} МПа | R _{b,3f} , МПа | N ^{экс} , кН | N ^{теор} , кН | $\frac{N^{экс}}{N^{теор}}$ |
|---|--------------|-------------|-----------|-------|-------------------------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 1 | 2 | | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| Лапишинов, Мадагян [44] | КБ 1-1 | 200 | 75 | 500 | 14,9 | 15,65 | 615,1 | 646 | 0,95 |
| | КБ 2-1 | 200 | 75 | 500 | 14,9 | 15,22 | 504,5 | 624,9 | 0,81 |
| | КБ 1-2 | 200 | 75 | 250 | 14,9 | 16,36 | 600,1 | 640 | 0,94 |
| | КБ 2-2 | 200 | 75 | 250 | 14,9 | 15,53 | 532,2 | 626,8 | 0,85 |
| | КБ 1-3 | 200 | 75 | 167 | 15,9 | 18,05 | 738,3 | 689,6 | 1,07 |
| | КБ 1-4 | 200 | 75 | 100 | 15,2 | 18,59 | 746,1 | 688,6 | 1,08 |
| | КБ 2-4 | 200 | 75 | 100 | 15,9 | 16,67 | 619,8 | 680,1 | 0,91 |
| | КС 1-1 | 200 | 75 | 500 | 14,9 | 15,63 | 568,4 | 650,4 | 0,87 |
| | КС 2-1 | 200 | 75 | 500 | 14,9 | 15,22 | 561,1 | 628 | 0,89 |
| | КС 1-2 | 200 | 75 | 250 | 14,9 | 16,35 | 583,3 | 643 | 0,91 |
| | КС 2-2 | 200 | 75 | 250 | 14,9 | 15,52 | 491,2 | 629,8 | 0,78 |
| | КС 1-3 | 200 | 75 | 167 | 14,9 | 17,05 | 586,1 | 641,4 | 0,91 |
| | КС 1-4 | 200 | 75 | 100 | 15,2 | 18,64 | 798,4 | 678,6 | 1,18 |
| | КС 2-4 | 200 | 75 | 100 | 15,2 | 16,74 | 726,2 | 646,4 | 1,12 |
| Лапишинов, Тамразян [45] | КС 2-3 | 200 | 74 | 167 | 19,7 | 21,9 | 849,6 | 818,6 | 1,04 |
| | КС 2-4-6 | 200 | 74 | 100 | 19,7 | 23,18 | 901,3 | 839,1 | 1,07 |
| | КС 2-4-3 | 200 | 74 | 100 | 19,7 | 23,18 | 901,3 | 839,1 | 1,07 |
| | КС 2-4-4 | 200 | 148 | 100 | 19,7 | 23,18 | 849,6 | 779,1 | 1,09 |
| | КУ 1-4 | 200 | 74 | 100 | 19,7 | 23,79 | 1042,3 | 848 | 1,23 |
| | КМ 1-4 | 200 | 74 | 100 | 19,7 | 23,79 | 1091 | 1210 | 0,9 |
| | КМ 1-5 | 200 | 74 | 50 | 19,7 | 27,14 | 1140 | 1270,7 | 0,9 |
| | КС 1-5 | 200 | 74 | 50 | 19,7 | 27,14 | 1042,2 | 908,7 | 1,15 |
| | КС 2-5 | 200 | 74 | 50 | 19,7 | 26,08 | 993,6 | 891,5 | 1,11 |
| | КС 2-5-4 | 200 | 74 | 50 | 19,7 | 26,08 | 901,3 | 891,5 | 1,01 |
| | КС 2-5-6 | 200 | 75 | 50 | 19,7 | 26,08 | 936,5 | 890,4 | 1,05 |
| Lapshinov, Kakusha, Gorbunov, MMSA2021 | К.4Ф10-50-1 | 150 | 100 | 50 | 22,4 | 35,95 | 670,5 | 541,4 | 1,24 |
| | К.4Ф10-50-2 | 150 | 100 | 50 | 27,8 | 41,97 | 652,3 | 664,6 | 0,98 |
| | К.4Ф10-100-1 | 150 | 100 | 100 | 20,1 | 27,68 | 501,5 | 471,2 | 1,06 |

| | | | | | | | | | |
|--|--------------|-----|-----|-----|------|-------|-------|--------|------|
| | К.4Ф10-100-2 | 150 | 100 | 100 | 20,1 | 27,68 | 538,9 | 471,2 | 1,14 |
| | К.8Ф10-50-1 | 150 | 50 | 50 | 26,2 | 40,20 | 721,6 | 666,8 | 1,08 |
| Степанова В.Ф., Мухамедиев Т.А., Кудяков К.Л., Бучкин А.В., Юрин Е.Ю. [75] | П. 14.75 | 150 | 100 | 75 | 31,4 | 43,9 | 816,9 | 754,8 | 1,08 |
| | П. 28.75 | 150 | 50 | 75 | 31,4 | 43,9 | 863,6 | 803,2 | 1,08 |
| | П. 55.75 | 150 | 50 | 75 | 31,4 | 43,9 | 925,8 | 849,8 | 1,09 |
| | ПЭ. 14.75 | 150 | 100 | 75 | 31,4 | 43,9 | 824,7 | 757,9 | 1,09 |
| | ПЭ. 28.75 | 150 | 50 | 75 | 31,4 | 43,9 | 840,2 | 809,3 | 1,04 |
| | ПЭ. 55.75 | 150 | 50 | 75 | 31,4 | 43,9 | 918,0 | 848,1 | 1,08 |
| | ППЭ. 14.75 | 150 | 100 | 75 | 31,4 | 43,9 | 809,1 | 758,6 | 1,07 |
| | ППЭ. 28.75 | 150 | 50 | 75 | 31,4 | 43,9 | 848,0 | 810,7 | 1,05 |
| | П. 14.150 | 150 | 100 | 150 | 31,4 | 38,3 | 793,6 | 741,0 | 1,07 |
| | П. 55.150 | 150 | 50 | 150 | 31,4 | 38,3 | 809,1 | 822,2 | 0,98 |
| | ПЭ 14.150 | 150 | 100 | 150 | 31,4 | 38,3 | 801,3 | 744,1 | 1,08 |
| | ПЭ. 55.150 | 150 | 50 | 150 | 31,4 | 38,3 | 832,5 | 820,5 | 1,01 |
| Alsa yed [99] | Group D | 250 | 100 | 50 | 39 | 44,6 | 3285 | 2571,6 | 1,28 |
| | Group E | 250 | 100 | 50 | 38,5 | 43,2 | 3301 | 2519,4 | 1,31 |
| De Luca [118] | A-12 | 610 | 280 | 50 | 43,7 | 44,6 | 15235 | 16433 | 0,93 |
| | B-12 | 610 | 280 | 50 | 40,6 | 41,5 | 12949 | 15280 | 0,85 |
| | A-3 | 610 | 280 | 100 | 36,1 | 36,5 | 11926 | 13516 | 0,88 |
| | B-3 | 610 | 280 | 100 | 32,8 | 33,2 | 10751 | 12288 | 0,88 |
| Tobbi 2012 [150] | C-G-1-120 | 350 | 150 | 120 | 32,6 | 37,3 | 3929 | 4394,8 | 0,89 |
| | C-G-1A-120 | 350 | 150 | 120 | 32,6 | 37,3 | 3991 | 4394,8 | 0,91 |
| | C-G-2-120 | 350 | 150 | 120 | 32,6 | 37,3 | 4006 | 4394,8 | 0,91 |
| | C-G-3-120 | 350 | 150 | 120 | 32,6 | 37,3 | 3938 | 4366,3 | 0,9 |
| | C-G-3-80 | 350 | 150 | 80 | 32,6 | 39,4 | 4067 | 4500,6 | 0,9 |
| Tobbi 2014 [152] | G-1-120-1.9 | 350 | 150 | 120 | 36,4 | 41,1 | 4297 | 4622,9 | 0,93 |
| | G-3-120-1.9 | 350 | 150 | 120 | 36,4 | 41,1 | 4615 | 4626,2 | 1,0 |
| | G-1-120-1.0 | 350 | 150 | 120 | 36,4 | 41,1 | 4212 | 4622,9 | 0,91 |
| | G-1-120-0.8 | 350 | 150 | 120 | 36,4 | 41,1 | 3900 | 4622,9 | 0,84 |

4.4 Пример расчета центрально-сжатого железобетонного элемента, со стеклокомпозитной арматурой

В качестве примера расчета возьмём железобетонную колонну среднего ряда прямоугольного резервуара для воды из типового проекта 901-4-63.83 «Резервуары для воды прямоугольные железобетонные сборные емк. от 12000 до 20000 м³ с применением изделий промзданий» с балочным покрытием из сборных железобетонных элементов [83]. Колонны таких сооружений чаще всего страдают от коррозии, вызванной постоянным нахождением конструкций в условиях повышенной влажности. При таких условиях долговечность железобетонных колонн со стальной арматурой сильно снижается и конструкции будут нуждаться в восстановлении уже через несколько лет эксплуатации.

Колонны резервуаров рассчитываются на вертикальную нагрузку от веса покрытия с учётом случайного эксцентриситета. Расчетная схема колонны – стойка с шарнирным опиранием сверху и жесткой заделкой снизу. Требования по огнестойкости к несущим конструкциям резервуара не предъявляются.

Рассмотрим колонну резервуара марки ЗКР из серии ТП901-4-63.83-КЖИ-5.310СБ (альбом V) [83]. Сетка колонн 6×6 м. Колонна высотой 3,03 м имеет квадратное сечение 400×400 мм из бетона класса В22,5 армируется четырьмя стержнями Ø16 мм рабочей продольной стальной арматуры класса (А400) и хомутами из стальной арматурной проволоки класса Вр500 с шагом 300 мм (Рисунок 4.20). Вместо 4Ø16 А400 установим 8Ø16 АСК, шаг хомутов установим 50 мм вместо 300 мм. Кроме того, за счёт антикоррозионных свойств АСК можно уменьшить величину защитного слоя бетона с 40 мм до 25 мм согласно [72], что увеличит расчетные параметры внутреннего эффективно обжатого ядра бетона.

Дано: $b \times h = 400 \times 400$ мм, $a = 40$ мм. $R_b = 14,5$ МПа, $E_b = 30000$ МПа, $\varepsilon_{b,ult} = 0,002$. Арматура стеклокомпозитная с временным сопротивлением

растяжению $\sigma_f=1100$ МПа, $R_{fc}=105$ МПа, $E_f=50\,000$ МПа, $E_{fc}=30\,000$ МПа, $A_{fc}=1608,8$ см².

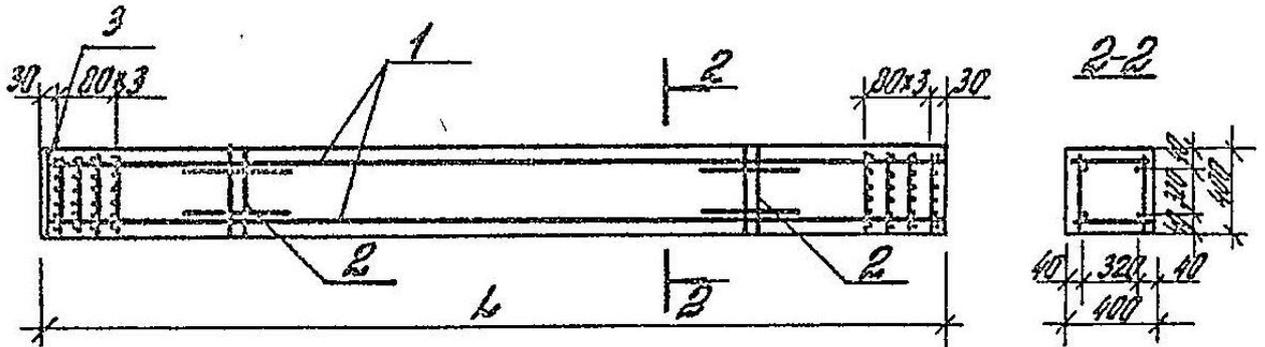


Рисунок 4.20 – Геометрические размеры колонны марки ЗКР из [83]

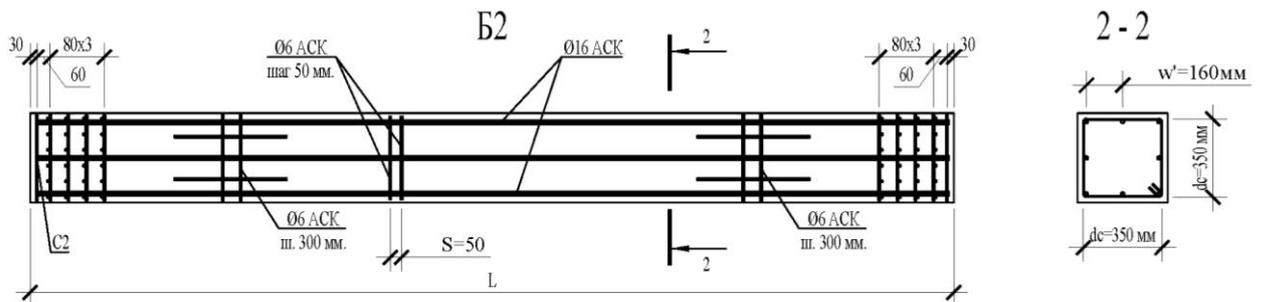


Рисунок 4.21 – Геометрические размеры колонны с армированием стеклокомпозитной продольной арматурой и хомутами

Определяем геометрические параметры армирования (см. Рисунок 4.20, 4.21):

$$b_c=350 \text{ мм}, d_c=350 \text{ мм}, s'=45 \text{ мм}, w'=160 \text{ мм}$$

Вычисляем площадь эффективно-обжатого бетона A_e , как было указано во второй главе и работах авторов [139]:

$$\begin{aligned} A_e &= \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) = \\ &= \left(350 \cdot 350 - \sum_{i=1}^8 \frac{(160)^2}{6} \right) \left(1 - \frac{45}{2 \cdot 350} \right) \left(1 - \frac{45}{2 \cdot 350} \right) = \\ &= 83051 \text{ мм}^2 \end{aligned}$$

Рассчитываем коэффициент косвенного армирования μ_{fc} :

$$\mu_{fc} = \frac{2A_{fw}}{d_{effs}} = \frac{2 \cdot 19.6}{350 \cdot 50} = 0,0022.$$

Определяем прочность стеклокомпозитных хомутов на сгибах:

$$R_{fw} = 0,004 \cdot 50000 = 200 \text{ МПа}.$$

Величину относительного бокового давления $\bar{\sigma}_{fc}$ определяем по формуле:

$$\sigma_{fc} = \frac{\mu_{fc} R_{fw}}{R_b} = \frac{0,0022 \cdot 200}{14,5} = 0,03.$$

Вычисляем прочность эффективно-обжатого бетона $R_{b3,fc}$:

$$R_{b3,f} = R_b \left[1 + \left(0,5 \bar{\sigma}_{fc} + \frac{\bar{\sigma}_{sc}-2}{4} + \sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma}_{fc}-2}{4} \right)^2 + \frac{\sigma_{fc}}{b_1}} \right) \right] = 14,5 \left[1 + \left(0,5 \cdot 0,03 + \frac{0,03-2}{4} + \sqrt{\left(\frac{0,03-2}{4} \right)^2 + \frac{0,03}{400}} \right) \right] = 15,8 \text{ МПа}.$$

В итоге, несущая способность центрально-сжатого элемента с композитным армированием:

$$N_{ult,3f} = R_{b3,f} A_{s,z} + R_b (A - A_{s,z}) + \varepsilon_{b,ult} E_{fc} A_{fc} = 15,8 \cdot 83051,1 + 14,5(400 \cdot 400 - 83051,1) + 0,002 \cdot 30000 \cdot 1608 = 2595,4 \text{ кН}.$$

Таким образом, полученная несущая способность сечения колонн с композитным армированием и шагом поперечной арматуры меньше требуемого нормами практически эквивалентна (на 2,3% ниже) несущей способности сечения со стальной арматурой с обычным шагом поперечной арматуры. При этом, несмотря на повышенный расход стеклокомпозитной арматуры, по сравнению со стальной, конструкция будет экономически более эффективна за счёт долговечности и увеличения жизненного цикла конструкции и сооружения в целом. Также насыщение продольным и поперечным армированием приводит к увеличению пластической стадии работы конструкции.

В Таблице 4.3 приведены результаты расчета колонн из типового проекта ТП 901-4-63.83 с металлической (КМ) и стеклокомпозитной арматурой (КС) и различным шагом поперечного и продольного армирования.

С уменьшением шага поперечной арматуры возрастает площадь эффективно обжатого бетона внутри арматурного каркаса. Из результатов расчета можно заметить увеличение прочности эффективно-обжатого бетона ядра сечения у образцов как со стальной, так и со стеклокомпозитной арматурой. Коэффициент увеличения прочности эффективно обжатого ядра сечения бетона возрастает до 1,19 для образцов со стальной арматурой и до 1,15 для образцов со стеклокомпозитной арматурой при шаге поперечной арматуры 25 мм. Как следствие увеличения прочности эффективно обжатого ядра, возрастает и предельная продольная сила $N_{ult,3s}$ ($N_{ult,3f}$), воспринимаемая всем сечением.

На Рисунках 4.22- 4.24 показан график зависимости прочности эффективно-обжатого ядра сечения бетона в зависимости от шага поперечной арматуры, коэффициента косвенного армирования и величины относительного бокового давления на примере расчета колонн типового проекта ТП 901-4-63.83. Из анализа графиков очевидно, что с уменьшением шага поперечной арматуры прочность эффективно-обжатого бетона возрастает, причем с уменьшением шага прочность возрастает стремительнее. При этом можно отметить, что у образцов с композитным армированием (КС) прочность остается несколько ниже, за счет несколько более низких значений прочности хомутов на сгибах. Зависимость можно охарактеризовать как нелинейную, что хорошо коррелируется с результатами экспериментальных исследований образцов 1-й серии (см. главу 3). Аналогичную ситуацию можно наблюдать и по графикам зависимостей прочности эффективно-обжатого ядра в зависимости от коэффициента косвенного армирования и величины относительного бокового давления (Рисунки 4.23, 4.24). С увеличением коэффициента косвенного армирования

и величины относительного бокового давления за счет учащения шага продольной и поперечной арматуры, прочность эффективно обжатого ядра также возрастает, но уже линейно. Из графиков можно заметить, что прочность эффективно-обжатого ядра бетона у образцов с композитным армированием также несколько меньше.

При этом любопытно отметить, что значения шага поперечной арматуры, близкие к рекомендуемым нормами проектирования, практически не дают увеличения прочности внутреннего ядра сечения бетона и не позволяют получить эффективно обжатый бетон внутри арматурного каркаса, что и подтвердилось в ходе экспериментов некоторых авторов [17,54]. Необходимо уменьшение шага поперечной арматуры, то есть более высокие значения коэффициента поперечного армирования.

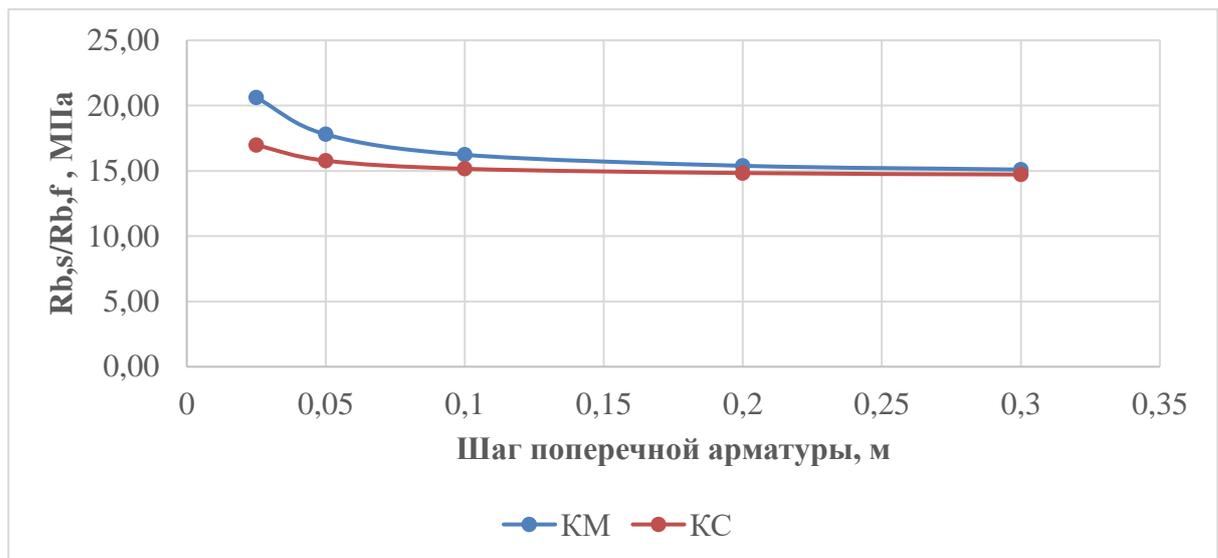


Рисунок 4.22 – График зависимости прочности эффективно-обжатого ядра сечения бетона в зависимости от шага поперечной арматуры

Таблица 4.3. Результаты расчета колонн типовой серии [83] с металлической (КМ) и стеклокомпозитной – арматурой (КС)

| № п/п | Параметр | КМ300 | КМ200 | КМ100 | КМ50 | КМ25 | КС300 | КС200 | КС100 | КС50 | КС25 | К Б/А |
|-------|-----------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|
| 1 | b | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 |
| 2 | d | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 |
| 3 | a | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 | 0,04 |
| 4 | bc | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | |
| 5 | dc | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | |
| 6 | w'_i | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | 0,16 | |
| 7 | s | 0,3 | 0,2 | 0,1 | 0,05 | 0,025 | 0,3 | 0,2 | 0,1 | 0,05 | 0,025 | |
| 8 | s' | 0,295 | 0,195 | 0,095 | 0,045 | 0,02 | 0,295 | 0,195 | 0,095 | 0,045 | 0,02 | |
| 9 | n | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | |
| 10 | Ø ХОМУТОВ, ММ | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | |
| 11 | A_{sc}/A_{fc} , ММ ² | 804 | 804 | 804 | 804 | 804 | 1608 | 1608 | 1608 | 1608 | 1608 | |
| 12 | R_{sc}/R_{fc} | 400 | 400 | 400 | 400 | 400 | 105 | 105 | 105 | 105 | 105 | |
| 13 | R_{sw}/R_{fw} | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | |
| 14 | E_{sc}/E_{fc} , ГПа | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | |
| 15 | R_b , МПа | 14,5 | 14,5 | 14,5 | 14,5 | 14,5 | 14,5 | 14,5 | 14,5 | 14,5 | 14,5 | |
| 16 | A_e , ММ ² | 25652,1 | 26902,1 | 29818,8 | 31902,1 | 33100,0 | 66820,5 | 70607,7 | 78001,6 | 83051,1 | 85914,0 | |
| 17 | μ_{fc} | 0,0004 | 0,0006 | 0,0012 | 0,0025 | 0,0049 | 0,0004 | 0,0006 | 0,0011 | 0,0022 | 0,0045 | |
| 18 | σ_{sc}/σ_{sc} | 0,014 | 0,021 | 0,042 | 0,084 | 0,17 | 0,005 | 0,008 | 0,015 | 0,031 | 0,062 | |
| 19 | $R_{b,s}/R_{b,f}$ МПа | 15,10 | 15,4 | 16,2 | 17,8 | 20,6 | 14,7 | 14,8 | 15,2 | 15,8 | 17,0 | |
| 20 | $K_{упроч.б}$ | 1,04 | 1,06 | 1,12 | 1,23 | 1,42 | 1,02 | 1,02 | 1,05 | 1,09 | 1,17 | |
| 21 | $N_{ult,3s}/N_{ult,3f}$, кН | 2657,0 | 2665,5 | 2693,1 | 2746,6 | 2844,0 | 2503,7 | 2512,3 | 2540,0 | 2595,4 | 2700,9 | 2320 |
| 22 | $K_{УПРоч.КОЛ}$ | 1,15 | 1,15 | 1,16 | 1,18 | 1,23 | 1,08 | 1,08 | 1,09 | 1,12 | 1,16 | 1 |

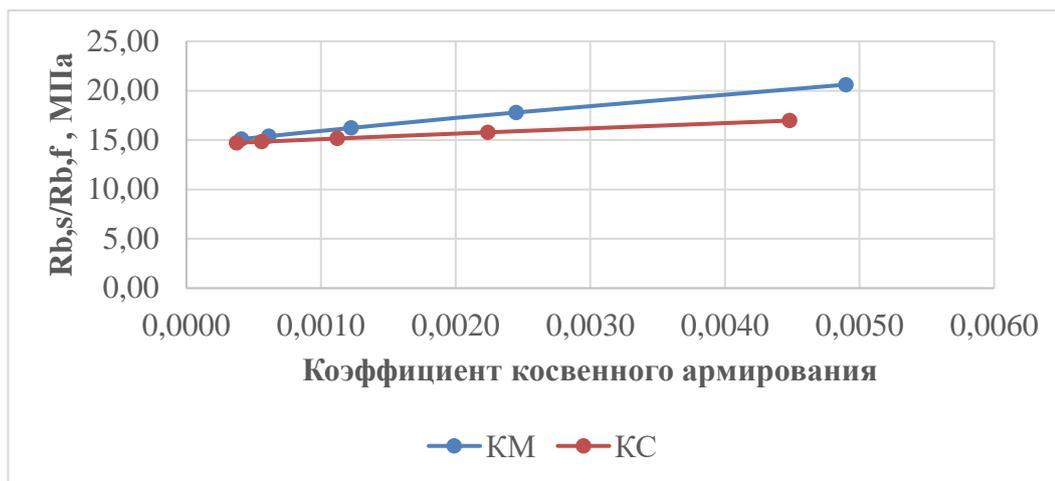


Рисунок 4.23 – График зависимости прочности эффективно-обжатого ядра сечения бетона в зависимости от коэффициента косвенного армирования

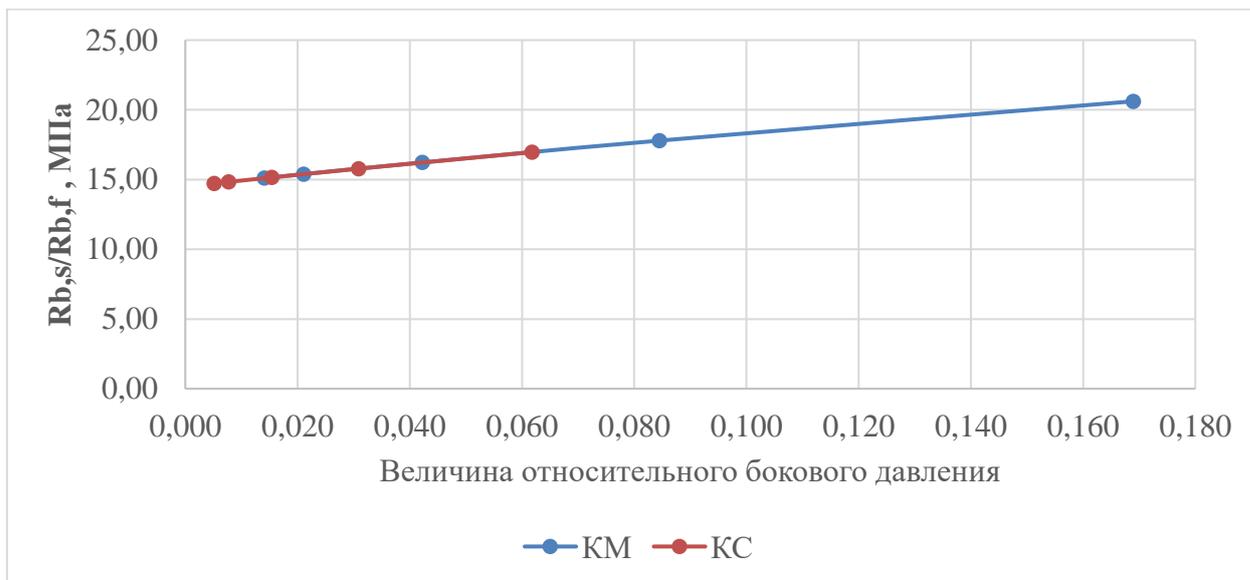


Рисунок 4.24 – График зависимости прочности эффективно-обжатого ядра сечения бетона в зависимости от величины относительного бокового давления

Из Таблицы 4.3 можно увидеть, что коэффициент упрочнения колонн (по отношению к чисто бетонному образцу без армирования) увеличивается с учащением поперечного армирования. При этом расчетная прочность колонн со стеклокомпозитной арматурой на 10% меньше, чем у аналогичных колонн со стальной арматурой. Это с точностью подтверждает экспериментальные данные (см. главу III).

Также из анализа Таблицы 4.3 можно заметить, что в колоннах при шаге поперечной арматуры 50 мм, коэффициент упрочнения бетона достигает 1,09...1,23, что достаточно неплохо коррелируется со значениями коэффициента перехода от двухосной прочности бетона к трехосной $\beta=1,15...1,2$, подтвержденного экспериментальными данными, например в [154].

4.5 Выводы по четвертой главе

1. Расчеты в программном комплексе Ansys дают близкие значения несущей способности колонн с композитной арматурой и обеспечивают удовлетворительную сходимость с результатами эксперимента.
2. Результаты расчета прочности и деформаций колонн со стеклокомпозитной арматурой, полученные в программном комплексе Ansys, соответствуют данным, полученным аналитически, и обеспечивают удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными.
3. Проведенные расчеты в программном комплексе Ansys и аналитически подтверждают увеличение прочности центрально-сжатых элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, с увеличением шага продольной и поперечной арматуры.
4. Сравнение диаграмм деформирования опытных образцов показал, что КЭ модели удовлетворительно описывают реальное поведение колонн под нагрузкой и могут быть использованы для расчётов центрально-сжатых элементов с учащенным шагом поперечной арматуры.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам решения научных задач получены следующие результаты:

1. Исследование механических свойств стеклокомпозитной арматуры показали, что данный вид арматуры полностью удовлетворяет требованиям ГОСТ 31938-2012 и имеет в среднем: временное сопротивление при растяжении $\sigma_{вр} \approx 1000 \text{ Н/мм}^2$, модуль упругости $E \approx 50000 \text{ Н/мм}^2$, относительное удлинение при растяжении $\delta = 2 \dots 2.5\%$, временное сопротивление при сжатии $\sigma_{вс} = 300 \text{ Н/мм}^2$, модуль упругости при сжатии $E = 30000 \text{ Н/мм}^2$, временное сопротивление при изгибе $\sigma_{ви} = 200 \text{ Н/мм}^2$, предел прочности сцепления $\sigma_{сц} = 12 \text{ Н/мм}^2$. Основными отличиями диаграммы растяжения стеклокомпозитной арматуры от традиционной стальной горячекатаной арматуры являются: большее значение временного сопротивления при растяжении (в 2 раза), отсутствие текучести и гораздо меньшее относительное удлинение, меньшие по сравнению со стальной арматурой модули упругости при растяжении (в 4 раза) и сжатии (почти в 7 раз).
2. Экспериментально и аналитически установлено, что существует взаимосвязь между предельной продольной силой, воспринимаемой сжатыми железобетонными элементами, и шагом продольной и поперечной арматуры, а также материалом поперечной арматуры.
3. Разработанная методика расчета железобетонных сжатых элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, основана на теории прочности железобетона при трехосном напряженном состоянии. В методике учитываются основные особенности напряженно-деформированного состояния эффективно-обжатого ядра сечения, шаг продольной и поперечной арматуры, а также материал

армирования и влияние радиуса загиба хомутов на прочность элементов.

4. Несущая способность колонн, армированных стеклокомпозитной арматуры всего на 9,6% ниже несущей способности колонн, армированных стальной горячекатаной арматуры класса А500.
5. Шаг хомутов влияет на прочность сжатых элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой.
6. Низкие значения процента поперечного армирования не дают увеличения несущей способности образцов, армированных стеклокомпозитной арматурой.
7. Минимальные проценты продольного и поперечного армирования указанные в нормах проектирования для колонн, армированных стеклокомпозитной арматурой, должны быть выше, чем для традиционных железобетонных колонн со стальной арматурой.
8. По результатам экспериментально-теоретических исследований разработана методика расчета сжатых элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, с учётом шага поперечного армирования.

РЕКОМЕНДАЦИИ И ПЕРСПЕКТИВЫ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

На основании результатов исследований, приведенных в данной работе, разработана перспектива дальнейшего исследования стеклокомпозитной арматуры в сжатых элементах.

- 1) Исследования внецентренно-сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой, с большими и малыми эксцентриситетами, в т.ч. прямоугольного и круглого сечения.
- 2) Исследования колонн, армированных стеклокомпозитной арматурой, на длительное действие нагрузки.

ОСНОВНЫЕ ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

Публикации в изданиях, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий ВАК:

1. Лапшинов, А.Е. Исследование работы СПА и БПА на сжатие // Вестник МГСУ. 2014. № 1. С. 52-57.
2. Лапшинов, А.Е. Перспективы применения неметаллической композитной арматуры в качестве рабочей ненапрягаемой в сжатых элементах // Вестник МГСУ. 2015. № 10. С. 96-105.
3. Лапшинов, А.Е., Тамразян, А.Г. К влиянию поперечного армирования на прочность и деформативность сжатых бетонных элементов, армированных композитной полимерной арматурой // Строительство и реконструкция. 2018. № 4 (78). С. 20-30.

Статьи, опубликованные в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus:

4. Lapshinov, A., Deminov, P. Comparative deformability of compressive members reinforced with steel and gfrp reinforcement // В сборнике: MATEC Web of Conferences 2018. С. 02036.
5. Lapshinov A.E., Tamrazyan A.G. Strength model for calculating centrally compressed concrete elements with composite reinforcement, taking into account the spacing of stirrups // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 18(2) 163–174 (2022)DOI:10.22337/2587-9618-2022-18-2-163-174.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Асланова, М. С. Влияние различных факторов на механические свойства стеклянных волокон / М. С. Асланова // Стекло и керамика. - 1969. - № 3. - С. 12.
2. Астафьева, М. А. Прочность сталетрубобетонных колонн со спиральным армированием бетона. Дисс...канд. техн. наук. ФГБОУ ВО «Донской государственной технической университет», 2019, 143с.
3. Ахвердов, И.Н. Круглая стеклопластиковая арматура для армобетонных напорных труб. - Бетон и железобетон, 1965, № 9.
4. Безгоднов И.М. К вопросу оценки предельной относительной деформации бетона при сжатии для различных классов бетона. Бетон и железобетон. 2015. № 5. С. 9.
5. Бейсембаев, М.К. Прочность сжатых железобетонных элементов с высокопрочной ненапрягаемой арматурой. Дисс. Канд. Техн. Наук. М. НИИЖБ 1991 г. 164 с.
6. Белуцкий И.Ю., Сим А.Д. Ретроспектива использования напрягаемой стеклопластиковой арматуры в балках пролетных строений мостов. В сборнике: Дальний восток. Автомобильные дороги и безопасность движения. Международный сборник научных трудов. под ред. А. И. Ярмолинского. Хабаровск, 2015. С. 113-119.
7. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М. : Госстройиздат, 1961. – 96 с.
8. Блазнов, А.Н., Савин, В.Ф., Волков, Ю.П., Тихонов, В.Б. Исследование прочности и устойчивости однонаправленных стеклопластиковых стержней при осевом сжатии // Механика композиц. матер. и констр. - 2007. - Т.13. - № 3. - С. 426-440.
9. Бондаренко, В.М., Бондаренко, С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. – М. : Стройиздат, 1982. – 288 с.

10. Буров, А.К., Андреевская, Г.Д. Синтетические волокнистые анизотропные структуры. М., 1952.
11. Ванус, Д.С. Применение косвенного сетчатого армирования для повышения жесткости и трещиностойкости железобетонных элементов: Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ванус Дахи Сулеман – М.: МГСУ, 2011. – 184 с.
12. Вильдавский, Ю.М. Исследование физико-механических свойств стеклопластиковой арматуры железобетонных конструкций. М., 1972.
13. Гвоздев, А.А. Прочность, структурные изменения и деформации бетона. – М. : Стройиздат, 1978. – 296 с.
14. Гениев, Г.А., Киссюк, В.Н., Тюпин, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М : Стройиздат, 1974. – 316 с.
15. Георгиев, С. В. Гибкие внецентренно сжатые железобетонные стойки, усиленные композитными материалами. Дисс...канд. техн. наук. Ростов-на-Дону: 2020, 201с.
16. Гиздатуллин, А.Р., Хозин, В.Г., Куклин, А.Н., Хуснутдинов, А.М. Особенности испытаний и характер разрушения полимеркомпозитной арматуры. Инженерно-строительный журнал, №3, 2014, с.40-50.
17. Головин Н.Г., Пахратдинов А.А. Прочность сжатых железобетонных элементов, изготовленных на щебне из бетона // Строительство и реконструкция – 2014 – С.101-106.
18. ГОСТ 12004-81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. Reinforcing-bar steel. Tensile test methods.
19. ГОСТ 31384-2017. Группа Ж39. Межгосударственный стандарт. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Дата введения 2018-03-01.
20. ГОСТ 31938-2012. Группа Ж13. Межгосударственный стандарт. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия. Fibre-reinforced polymer bar for concrete reinforcement. General specifications. МКС 91.080.40. Дата введения 2014-01-01.

21. ГОСТ 32486-2013. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Методы определения характеристик долговечности. 2014.
22. ГОСТ 32492-2015. Группа Ж13. Межгосударственный стандарт. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Методы определения физико-механических характеристик. Fiber-reinforced polymer bar for concrete reinforcement. Determination of physical-mechanical properties. МКС 91.080.40. Дата введения 2017-01-01.
23. ГОСТ 4651-82 (СТ СЭВ 2896-81) Пластмассы. Метод испытания на сжатие, 8 стр.
24. ГОСТ 5781-82. Группа В22. Межгосударственный стандарт. Сталь горячекатанная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200001876> (время обращения 05.08.21).
25. ГОСТ 8829-2018. Межгосударственный стандарт. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.
26. ГОСТ Р 52544-2006. Группа В32. Национальный стандарт Российской Федерации. Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200045273> (время обращения 05.08.21).
27. Довгальюк, В. И. Исследование работы сжатых железобетонных элементов, армированных поперечной арматурой из сварных сеток: автореф. дисс. – М., 1970.
28. ДСТУ Н Б В.2.6-185:2012. Режим доступа: <https://dwg.ru/dnl/12925> (дата обращения 27.07.2021).

29. Жаврид, С.С., Башлаков, П.Е. Применение стеклопластиковой арматуры в бетонных конструкциях при воздействии кислых агрессивных сред и солей. Строительство и архитектура Белоруссии, 1972, №1.
30. Карнет, Ю.Н. Использование высокопрочной стержневой арматуры в сжатых железобетонных элементах с косвенным армированием // Реферативный сборник ЦИНИС. 1972. №11.
31. Карпенко, Н.И., Карпенко, С.И. К определению прочности бетона при трёхосном сжатии // Технологии бетонов. 2014. № 10 (99). С. 40-41.
32. Келасьев Н.Г., Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Терехов И.А., Шмаков С.Д., Хаютин Ю.Г. Совершенствование нормативной системы в строительстве на всех этапах жизненного цикла объекта. Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 4. С. 10-15.
33. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Трулль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. – М.: Стройиздат, 1974. – 146 с.
34. Кришан, А.Л. Прочность и деформативность бетона железобетонных колонн с косвенным армированием / А.Л. Кришан, Е.А. Трошкина, Э.П. Чернышова, А.Н. Ильин // Journal of Engineering and Applied Sciences. - 2017. - №12(24). -С. 7562-7566.
35. Кришан, А.Л. Прочность трубобетонных колонн квадратного поперечного сечения: монография / А.Л. Кришан, А.С. Мельничук. - Магнитогorsk: Изд-во Магнитогorsk. гос. техн. ун-та им. Г.И.Носова. 2013. - 105 с.
36. Кришан, А.Л. Универсальная формула для определения прочности бетонного ядра трубобетонных колонн / А.Л. Кришан // Архитектура. Строительство. Образование. -2015. -№ 2 (5). - С.40-45.
37. Кручинин, А.А. Железобетонные колонны со стальной коробчатой перфорированной арматурой: автореф. дисс. – Магнитогorsk, 2005.
38. Крылов С.Б., Обозов В.И., Саврасов И.П., Смирнов П.П. Расчёт прочности центрально и внецентренно сжатых трубобетонных конструкций. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. №6. С. 36-38.

39. Кудяков, К.Л. Прочность и трещиностойкость изгибаемых бетонных элементов с базальтофибровым и стержневым стеклокомпозитным армированием при статическом и кратковременном динамическом нагружении. Дисс...канд. техн. наук. Томск: 2018, 208с.
40. Кузеванов, Д.В. Расчет внецентренно сжатых трубобетонных элементов по СП 52-101-2003. Технологии бетонов. 2006. № 6 (11). С. 46-48.
41. Кустикова, Ю. О. Напряженно-деформированное состояние сцепления базальтопластиковой арматуры с бетоном. Дисс...канд. техн. наук. Москва: 2014, 184с.
42. Лапшинов, А.Е. Исследование работы СПА и БПА на сжатие // Вестник МГСУ. 2014. № 1. С. 52-57.
43. Лапшинов, А.Е. Перспективы применения неметаллической композитной арматуры в качестве рабочей ненапрягаемой в сжатых элементах // Вестник МГСУ. 2015. № 10. С. 96-105.
44. Лапшинов, А.Е., Мадатян, С.А. Бетонные колонны, армированные стеклопластиковой и базальтопластиковой арматурой // В сборнике: Бетон и железобетон - взгляд в будущее. Научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах. 2014. С. 52-57.
45. Лапшинов, А.Е., Тамразян, А.Г. К влиянию поперечного армирования на прочность и деформативность сжатых бетонных элементов, армированных композитной полимерной арматурой // Строительство и реконструкция. 2018. № 4 (78). С. 20-30.
46. Лукша Л.К. Прочность трубобетона. – Минск : Высш. шк., 1977. – 95 с.
47. Людковский, И.Г., Фонов, В.М., Макаричев, Н.В. Исследование сжатых трубобетонных элементов, армированных высокопрочной продольной арматурой.// Бетон и железобетон. 1980, №7.- с.17-19.
48. Мадатян, С.А. Арматура железобетонных конструкций. М. Воентехлит. 2000, 256с.

49. Мадатян, С.А. Перспективы развития стальной и неметаллической арматуры железобетонных конструкций / С.А. Мадатян // Промышленное и гражданское строительство. - 2002. - № 9. - С. 16-19. 96.
50. Манаенков, И. К. Напряженное состояние изгибаемых железобетонных элементов с учетом деформативности сжатой зоны, усиленной косвенным армированием [Текст]: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Манаенков Иван Константинович ; науч. рук. А. Г. Тамразян ; Нац. исслед. Моск. гос. ун-т. - Москва, 2018. - 202 с. : ил., цв. ил., табл. - Библиогр.: с. 147-166 (186 назв.).
51. Мельничук, А.С. Прочность коротких трубобетонных колонн квадратного поперечного сечения: дисс. ... к.т.н.: 05.23.01 / Мельничук Александр Станиславович. -Казань, 2014. - 191 с.
52. Мулин Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. М. Стройиздат, 1974. - 232с.
53. Мухамедиев, Т.А. Прочность и деформации стержневых элементов с косвенным армированием / Т.А. Мухамедиев // Бетон и железобетон. – 1989, – № 12. – С.26-27.
54. Невский, А.В. Прочность сжатых углеорофобетонных элементов с углекомполитным стержневым и внешним армированием при кратковременном динамическом нагружении. Дисс...канд. техн. наук. Томск: 2018, 210с.
55. Орешкин Д.А. Экспериментальные исследования прочности и деформативности стеклопластиковой арматуры при сжатии и сжатых стеклопластбетонных элементов / Д. А. Орешкин, Ю. В. Бондаренко, К. В. Спиранде, М. М. Мольский // Науковий вісник будівництва. - 2016. - № 2. - С. 250 -258. - Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Nvb_2016_2_57.
56. Николаев, В.Н., Степанова, В.Ф. Применение композитной полимерной арматуры для опор контактной сети с анкерным креплением на фундаментах. Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 79-84.
57. Парфенов С.Г., Лиходиевская Е.А., Алексейцев А.В. О расчетах и оптимизации железобетонных несущих систем с учетом живучести. В

сборнике: Инновации в строительстве. Материалы международной научно-практической конференции (к 90-летию БГИТУ). Редколлегия: И.Н. Серпик [и др.]. 2019. С. 246-248.

58. Плевков В.С. Прочность и трещиностойкость изгибаемых фибробетонных элементов с преднапряженной стеклокомпозитной арматурой при статическом и кратковременном динамическом нагружении : монография / В.С. Плевков, А.Г. Тамразян, К.Л. Кудряков. – Томск : Изд-во Том. гос. архит.-строит. ун-та, 2021. – 204 с. – Текст : непосредственный ISBN 978-5-93057-940-6.
59. Подмостко, И.В. Исследование устойчивости предварительно напряженных центрально и внецентренно-сжатых бетонных элементов со стеклопластиковой и стальной арматурой. Кандидатская диссертация. Белорусский политехнический институт, Минск, 1969.
60. Приложение Л к СП 63.13330.2012. Расчет конструкций с полимерной композитной арматурой.
61. Рекомендации по проектированию железобетонных колонн, армированных высокопрочными продольными стержнями и поперечными сварными сетками. М.; НИИЖБ Госстроя СССР, 1979.- С.24.
62. Рекомендации по расчёту конструкций со стеклопластиковой арматурой. Р-16-78. НИИЖБ М., 1978.
63. Рискинд, Б.Я., Сурин, В.В. Исследование работы термически упрочненной арматуры внецентренно сжатых железобетонных стоек.//Исследование строительных конструкций. Вып.І. Красноярск. 1977. – с.34-45.
64. Рискинд, Б.Я., Шорникова, Г.И. Работа стержневой арматуры на сжатие // Бетон и железобетон. 1974. - №10 - С. 3 - 4.
65. Рубецкая, Т.В., Алексеев, С.Н., Чуриков, С.С. «Железобетонные конструкции на предприятиях синтетических волокон» - Бетон и железобетон, 1965, № 9.

66. Санжаровский, Р.С. Теория и расчет прочности и устойчивости элементов конструкций из стальных труб, заполненных бетоном: Дисс. ... докт. техн. наук / Санжаровский Рудольф Сергеевич. - М, 1977. - 453 с.
67. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.
68. СП 25.13330.2012. Свод правил. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88. ОКС 93.020. Дата введения 2013-01-01. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200095519> (дата обращения 27.07.2021).
69. СП 63.13330.2018. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/554403082> (дата обращения 08.08.2021).
70. СП 28.13330.2012. Защита строительных конструкций от коррозии. 2012.
71. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. - Введ. 2017-07-01. - Минстрой России, 2017. -261 с.
72. СП 295.1325800.2017. Свод правил. Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования. Concrete structures reinforced with fibre-reinforced polymer bars. Design rules. ОКС 91.080.40. Дата введения 2018-01-12.
73. Стеклопластиковая арматура диаметром 6 мм - СПА-6 [Текст] : Опытная партия на 60 т. : Техн. условия. ТУ-7 : Введ. в действие с 01.01.1976 г. / Гос. ком. Совета Министров БССР по делам стр-ва. (Госстрой БССР). - Минск : [б. и.], 1976. - 8 с.; 20 см.
74. Степанова, В.Ф. Исследование особенности работы бетонных конструкций с комбинированным армированием (арматурой композитной полимерной и неметаллической фиброй) / В.Ф. Степанова, А.В. Бучкин, Д.А. Ильин // Academia. Архитектура и строительство. – 2017. – № 1. – С. 124–128.
75. Степанова В.Ф., Мухамедиев Т.А., Кудяков К.Л., Бучкин А.В., Юрин Е.Ю. Экспериментальные исследования прочности сжатых бетонных элементов, армированных композитной полимерной арматурой. Вестник

- НИЦ «Строительство». 2022;33(2):173-182. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-2\(33\)-173-182](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-2(33)-173-182).
76. СТО 83269053-001-2010 Применение в транспортном строительстве неметаллической композитной арматуры периодического профиля.
77. СТО НОСТРОЙ 2.6.90-2013 Применение в строительных бетонных и геотехнических конструкциях неметаллической композитной арматуры. Стандарт Национального объединения строителей.
78. Стороженко Л.И. Расчет трубобетонных конструкций / Л.И. Стороженко, П.И. Плахотный, А.Я. Черный. – К.: Будивэльнык, 1991.- 120 с.
79. Таль, К.Э. О деформативности бетона при сжатии // Сб. науч. Трудов ЦНИПС. – М.: Госстройиздат, 1955. – С.202-207.
80. Тамразян, А.Г. Использование свойств ограниченного бетона при анализе усиленных железобетонных колонн // № 5 (377). Технология текстильной промышленности, 2018, С. 197-202.
81. Тамразян, А.Г. К расчету несущей способности железобетонных колонн с учетом диаграммы деформирования ограниченного бетона // № 5 (377). Технология текстильной промышленности, 2018, С. 217-220.
82. Тамразян, А.Г. Расчет внецентренно-сжатых железобетонных элементов на кратковременную динамическую нагрузку [Электронный ресурс] /А.Г. Тамразян, Л.А. Аветисян // Строительство: наука и образование. –2013. – № 4. – Ст. 2. – Режим доступа: <http://www.nso-journal.ru>.
83. ТИПОВОЙ ПРОЕКТ 901-4-63-83. Прямоугольные железобетонные сборные емк. От 12000 до 20000 куб.м (с применением изделий промзданий) ГПИ Союзводоканалпроект и ЦНИИпромзданий при участии НИИЖБ. Альбомы I-VII. 1983 г.
84. Уманский, А. М. Совершенствование методов расчета конструкций морских гидротехнических сооружений из композитбетона с использованием базальтопластиковой арматуры. Дисс...канд.техн.наук. Владивосток: 2017, 173с.

85. Фаликман, В.Р., Степанова, В.Ф. Современные проблемы обеспечения долговечности железобетонных конструкций. БСТ: Бюллетень строительной техники. 2015. № 2 (966). С. 55-61.
86. Фридман, Л.С. Прочность и трещиностойкость внецентренно сжатых бетонных элементов, предварительно напряженных стеклопластиковой арматурой [текст]. Дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Фридман Лев Соломонович. - М., 1968.
87. Фролов, Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. М., 1980. 102 с.
88. Хаит, И.Г., Чистяков, Е.А. Применение высокопрочной арматуры в колоннах многоэтажных зданий. ВНИИС. Научно-технический реферат. Сб. серия 8, вып.10. М.; 1979.
89. Хотеев Е.А. Применение стеклопластиковой арматуры при строительстве объектов метрополитена. Журнал Метро и тоннели. Номер 5. 2014. С. 14-15.
90. Чистяков Е.А., Бакиров К.К., Высокопрочная арматура в сжатых элементах с косвенным армированием. - Бетон и железобетон, 1976, - № 9, с. 35-36.
91. Чистяков, Е.А., Сурин, В.В. Несущая способность сжатых железобетонных колонн с высокопрочной ненапрягаемой арматурой.- В кн.: Прочностные и деформационные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций. М.; 1981- с.70-80.
92. ACI 318-11. American Concrete Institute (ACI) Committee 318, [2011]. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI 318R-11. Farmington Hills, Mich.
93. ACI 440.1R-15. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars - Incorporating Errata : 02/8/2017.

94. Afifi, M. Z., Mohamed, H., and Benmokrane, B., [2013a]. —Axial Capacity of Circular Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Spirals. *Journal of Composites for Construction*.
95. Afifi, M. Z., Mohamed, H., and Benmokrane, B., [2013b]. —Strength and Axial Behavior of Circular Concrete Columns Reinforced with CFRP Bars and Spirals. *Journal of Composites for Construction*.
96. Ahmed, E. A., El-Sayed, A. K., El-Salakawy, E., and Benmokrane, B., [2010]. —Bend Strength of FRP Stirrups: Comparison and Evaluation of Testing Methods. *Journal of Composites for Construction*, 14 (1), pp.3-10.
97. Ahmed Mohsen Abd El Fattah. PhD thesis. – Kansas state university, USA, 2012 P. 318...324, 341...348.
98. Al-Ajarmeh, O., Manalo, A., Benmokrane, B., Karunasena, K., Mendis, P., and Nguyen, T. (2019). Behavior of Axially Loaded Circular Hollow Concrete Columns reinforced with GFRP Bars and Spirals. *Construction and Building Materials Journal*, Vol. 194, pp. 12-23.
99. Alsayed, S. H., Al-Salloum, Y. A., Almusallam, T. H., and Amjad, M. A. [1999]. —Concrete Columns Reinforced by GFRP Rods. *Fourth International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures SP-188p*.
100. American Concrete Institute (ACI) Committee 440, [2004]. *Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures*, ACI 440.3R-04, Farmington Hills, Mich.
101. American Society for Testing and Materials – ASTM. D3410/D3410M-03: Standard test method for compressive properties of polymer matrix composite materials with unsupported gage section by shear loading. West Conshohocken: ASTM; 2008.
102. ASTM D3410/D3410M. Standard Test Method for Compressive Properties of Polymer Matrix Composite Materials with Unsupported Gage Section by Shear Loading.

103. ASTM D695–15. Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Plastics.
104. Bank, L.C. Composites for construction: structural design with FRP materials. New Jersey: John Wiley & Sons; 2006.
105. Bing, L., Park, R., and Tanaka H., [2001]. —Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete Confined by Ultra-High- and Normal-Strength Transverse Reinforcements. *ACI Structural Journal*, 98 (3), 395-406.
106. BS 8110-1:1997. Structural use of concrete. Code of practice for design and construction. Status: Withdrawn, Superseded Published: March 1997 Replaced By: BS EN 1992-1-1:2004+A1:2014.
107. CAN/CSA-A23.3-04 (R2010). Design of Concrete Structures. Режим доступа: <https://www.scc.ca/en/standardsdb/standards/20358>. (дата обращения 26.07.21). Canadian Standards Association (CSA), [2004]. Technical Committee on Reinforced Concrete Design. A23.3-04, Rexdale, Toronto.
108. Canadian Standards Association (CSA), [2006- S6S1-10 Edition 2010]. Canadian Highway Bridge Design Code—(Section 16), CAN/CSA-S6-06, Rexdale, Toronto.
109. Canadian Standards Association (CSA), [2012]. Design and Construction of Building Components with Fiber Reinforced Polymers, CAN/CSAS806-12, Rexdale, Toronto.
110. Carreira, D. J., and Chu, K., [1985]. — Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression. *ACI Journal*, 82 (6), 797-804.
111. Chaallal, O., and Benmokrane, B. (1993). Physical and Mechanical Performance of an Innovative Glass-Fibre-Reinforced Plastic Rod. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 20(2), 254-268.
112. Choo, C. C., Harik, I. E., and Gesund, H., [2006a]. —Strength of Rectangular Concrete Columns Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars// *ACI Structural Journal*, 103 (3), 452-459.

113. Choo, C. C., Harik, I. E., and Gesund, H., [2006b]. —Minimum Reinforcement Ratio for Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Rectangular Columns// *ACI Structural Journal*, 103 (3), 460-46.
114. Clark, J.L., editor. *Structural design of polymer composites – eurocomp design code and handbook*. London: E & FN Spon; 1996.
115. CNR-DT 203/2006. *Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars*, Rome, Italy, 2006.
116. Cui, C., and Sheikh, S. A. [2010]. —Experimental Study of Normal- and High-Strength Concrete Confined with Fiber-Reinforced Polymers// *Journal of Composites for Construction*, 14(5), 553-561.
117. Cusson, D., and Paultre, P. [1994]. —High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties.// *Journal of Structural Engineering*, 120(3), 783-804.
118. De Luca, A., Matta, F., and Nanni, A. [2010]. —Behavior of Full-Scale Glass Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Columns under Axial Load// *ACI Structural Journal*, 107 (5), 589-596.
119. Deitz, D. H.; Harik, I. E.; and Gesund, H. [2003]. —Physical Properties of Glass Fiber Reinforced Polymer Rebars in Compression.// *Journal of Composites for Construction*, 7(4), 363-366.
120. Del Zoppo, M.; Di Ludovico, M.; Balsamo, A.; Prota, A. Comparative analysis of existing RC columns jacketed with CFRP or FRCC. *Polymers (Basel)* 2018, 10, 361.
121. EN 1992-1-1 (2004) (English): *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings* [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC].
122. Fafitis, A., and Shah, S. P. [1985]. —Predictions of Ultimate Behavior of Confined Concrete columns subjected to large deformations// *ACI Structure Journal*, 82(4), 423-433.
123. Fardis, M.N. and Khalili, H.H., [1982], FRP-encased Concrete as a Structural Material. *Magazine of Concrete Research*, 34, 191-202.

124. Fib bulletin #40.
125. Francis, M., and Teng, B., [2010]. —Strength of Short Concrete Columns Reinforced with High Modulus Glass Fibre Reinforced Polymer Bars.∥ 2nd International Structures Specialty Conference, Winnipeg, Manitoba, June 9-12, pp. 45.1-45.8.
126. Global Fiber Reinforced Polymer (FRP) Rebars Market Size 2021 Industry Analysis by Top Manufacturers, Development Revenue and Regional Analysis with Growth Trends by 2027. Published: June 8, 2021 at 4:49 a.m. ET.
127. Grace, H., Jensen, E., Eamon, C., Enomoto, T., Shi, X. [2012]. – Life Cycle Cost Analysis of Prestressed Concrete Bridges Using CFRP Reinforcement. CICE 2012, Rome, Italy.
128. Guadagnini, M., Pilakoutas, K. and Waldron, P., «Shear Performance of FRP Reinforced Concrete Beams,» *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, т. 22, № 15, pp. 1389-1408, 2003.
129. Hany, Tobbi, Ahmed Sabry Farghaly, Brahim, Benmokrane. Concrete columns reinforced longitudinally and transversally with glass fiber-reinforced polymer bars // *ACI Structural Journal*. July—August 2012. Vol. 109 (4).
130. Harmon, T., Slattery, K., and Ramakrishnan, S., [1995]. The Effect of Confinement Stiffness on Confined Concrete.∥ *Proceedings of 2nd International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, Taerwe, L., (Ed.), 1, 584-592.
131. Imjai T., Guadagnini M., and Pilakoutas K., “Bend strength of FRP bars: Experimental investigation and bond modeling,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 29, no. 7, 2017, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001855.
132. Jiang, T., and Teng, J. G. [2007]. —Analysis-Oriented Stress-Strain Models for FRP-Confined Concrete.∥ *Engineering Structures*, 29 (11), 2968–2986.
133. Kawaguchi, N. Ultimate strength and deformation characteristics of concrete members reinforced with AFRP rods under combined axial tension or compression and bending// in *Proceedings of the International Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures*, Special Publication 138, pp. 671–684, 1993.

134. Kobayashi, K., and Fujisaki, T. [1995]. —Compressive Behavior of FRP Reinforcement in Non-Prestressed Concrete Members.// Proceedings of the 2nd International RILEM Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ghent, Belgium, 267-274.
135. Lam, L., and Teng J.G., [2003]. Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP Confined Concrete. *Journal Construction and Building Materials*, 17 (6&7), 471-89.
136. Lapshinov, A., Deminov, P. Comparative deformability of compressive members reinforced with steel and GFRP reinforcement // В сборнике: МАТЕС Web of Conferences 2018. С. 02036.
137. Lapshinov, A.E. The prospects of use of FRP reinforcement // 5 Post kongresove kolokvium SNK fib Zbornik prednasok. Betonarske Dni 2014 Bratislava, Slovakia.
138. Lapshinov, A.E., Madatyan, S.A. Concrete columns reinforced with GFRP and BFRP // 11th International Conference on Fiber Reinforced Polymers in Reinforced Concrete Structures. Guimaraes, Portugal. 2013.
139. Lapshinov A.E., Tamrazian A.G. Strength model for calculating centrally compressed concrete elements with composite reinforcement, taking into account the spacing of stirrups // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2-22, 2022.
140. Mander, J. B., Priestley, J. N., and Park, R., [1988a], —Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, // *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
141. Menges, G. Kunststoffverarbeitung Umdruck zur Vorlesung (printed lecture notes ed. Menges G. IKV) Aachen 1980.
142. Mirmiran, A., Yuan, W. Q., and Chen, X. B. [2001]. —Design for Slenderness in Concrete Columns Internally Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars.//*ACI Structural Journal*, 98(1), 116–125.
143. Fib Model Code 2020.

144. Mohamed, H. M., Zaki, M., and Benmokrane, B., [2013]. —Performance Evaluation of Concrete Columns Reinforced Longitudinally with FRP Bars and Confined by FRP Hoops and Spirals under Axial Load. *Journal of Bridge Engineering*, Accepted December 2013 (MS BEENG-1428R3).
145. Nanni, A., De Luca, A., Jawaheri Zadeh, H. Reinforced concrete with FRP bars: Mechanics and design.- 2019. Nanni, A. De Luca, H. Jawaheri Zadeh. FRP Reinforced Concrete Structures—Theory, Design and Practice. CRC Press, April, 2014.
146. Paramanantham, N. S. [1993]. —Investigation of the Behavior of Concrete Columns Reinforced with Fiber-Reinforced Plastic Re-Bars// MS thesis, Lamar University, Beaumont, TX, 265 pp.
147. Richart, F. E., Brandtzaeg, A., and Brown, R. L. [1928]. —A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses// Engineering Experiment Station Bulletin No. 185, University of Illinois, Urbana, 104.
148. Rizkalla, S., Hassan, T., and Hassan, N., [2003]. Design Recommendations for the use of FRP for Reinforcement and Strengthening of Concrete Structures// *Journal of Progress in Structural Engineering and Materials*, 5 (1), 16-28.
149. Siwowski T., Kaleta D., Rajchel M. and Własak L., The first Polish road bridge made of FRP composites, *Structural Engineering International*, Vol. 27, No. 2, 2017, pp. 308-314.
150. Tobbi, H., Farghaly A. S., and Benmokrane B. [2012]. —Concrete Columns Reinforced Longitudinally and Transversally with Glass Fiber-Reinforced Polymers Bars// *ACI Structural Journal*, 109 (4), 1-8.
151. Tobbi, H., Farghaly A. S., and Benmokrane B. [2013]. —Strength Model for Concrete Columns Reinforced with FRP Bars and Ties// *ACI Structural Journal* submitted, 2012.
152. Tobbi, H.; Farghaly, A. S.; and Benmokrane, B., 2014, “Behavior of Concentrically Loaded FRP-RC Columns with Varying Reinforcement Types and Ratios,” *ACI Structural Journal*, V. 111, No. 2, Mar.-Apr., 12 pp.

153. Weber, A., Witt, C. Short term and long-term properties of newly developed bent GFRP reinforcing bars // CDCC 2011.
154. Wei Dong, Zhimin Wu, Xiangming Zhou, Hui Huang, Experimental study of equal biaxial-to-uniaxial compressive strength ratio of concrete at early ages, *Construction and Building Materials*, Volume 126, 2016, Pages 263-273, ISSN 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.040>.
155. William, K. L., and Warnke, E. P. [1975]. — Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete// *International Association for Bridge and Structural Engineering, Proceedings*, V. 19.
156. Xiao, Y., [2004]. —Applications of FRP Composites in Concrete Columns// *Journal of Advances in Structural Engineering*, 7(4), 335–343.
157. Zadeh, J. H., and Nanni, A. [2013]. —Design of RC Columns using Glass FRP Reinforcement. *Journal of Composite for Construction*, 17(3), 294-304.

Приложение А. Акт внедрения диссертационного исследования



ООО «ПИ-2»
ИНН 771407795
КПП 771001001

Исх. № ПИ2-Исх-22-125.1 от 22.03.2022

УТВЕРЖДАЮ
Генеральный директор
ООО «ПИ2»



Евстигнеев В.В.

АКТ

о внедрении результатов научно-исследовательской работы по разработке методики расчета сжатых бетонных элементов, армированных стеклокомпозитной арматурой

Комиссия в составе:

Председатель Зайчук Роман Михайлович, Технический директор ООО «ПИ2»

Члены комиссии Дидык Вячеслав Иванович, Главный конструктор ООО «ПИ2»

Денисов Дмитрий Александрович, ГИП ООО «ПИ2»

Чернышов Алексей Сергеевич, Главный специалист ООО «ПИ2»

составила настоящий акт о том, что стеклокомпозитная арматура была применена в проектной организации ООО «ПИ2» при разработки противопожарного резервуара объемом 2000 м.куб. для ЖК «Героев» по адресу: Московская обл., г.о. Балашиха, мкрн. Железнодорожный, ул. Автозаводская, квартал 4, Заказчик: ООО «ГС-Саввино» - спецзастройщик.

Ввиду того, что в современных нормах проектирования, отсутствует методика проектирования центрально-сжатых элементов с композитной арматурой, в процессе проектирования использовалась методика расчета, разработанная на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» НИУ МГСУ при непосредственном участии Лапшинова Андрея Евгеньевича.

Практическое применение стеклокомпозитной арматуры позволило повысить несущую способность центрально-сжатых элементов с учетом эффективной работы внутреннего ядра бетона, создаваемой за счет оптимального шага поперечной арматуры и размещения продольной арматуры.

Председатель комиссии

Зайчук Р.М.

Члены комиссии

Дидык В.И.

Денисов Д.А.

Чернышов А.С.