

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «БЕЛГОРОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ им. В.Г. ШУХОВА»

На правах рукописи



Обернихина Яна Леонидовна

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ НЕРАЗРЕЗНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
БАЛОК, УСИЛЕННЫХ ПОЛИМЕРКОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ
ПОД НАГРУЗКОЙ

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель
доктор технических наук, профессор
Смоляго Геннадий Алексеевич

Белгород – 2024

Введение.....	5
1 АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ НЕРАЗРЕЗНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ ПОЛИМЕРКОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ ПОД НАГРУЗКОЙ	14
1.1 Способы усиления изгибаемых железобетонных элементов	14
1.1.1 Традиционные способы усиления изгибаемых железобетонных элементов	14
1.1.2 Анализ применения углепластика при усилении изгибаемых железобетонных элементов.....	15
1.2 Основные свойства материалов системы усиления	16
1.3 Модели деформирования и методики расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных полимеркомпозиционными материалами.....	19
1.4 Экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных полимеркомпозиционными материалами	26
1.5 Выводы. Задачи исследования.....	37
2 МЕТОДИКА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ПОЛИМЕРКОМОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ ПОД НАГРУЗКОЙ	39
2.1 Исходные положения и рабочие гипотезы	39
2.2 Напряженно-деформированное состояние нормальных сечений балок, усиленных углепластиком под нагрузкой	43
2.3 Статический расчет двухпролетной балки переменной жесткости методом заданных деформаций.....	49
2.4 Программы расчета на ЭВМ	60
2.5 Выводы	66

3	ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕРАЗРЕЗНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ УГЛЕПЛАСТИКОМ ПОД НАГРУЗКОЙ	68
3.1	Цели и задачи исследований	68
3.2	Экспериментальные исследования двухпролетных неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой.....	68
3.2.1	Конструкция опытных образцов	69
3.2.2	Методика экспериментальных исследований	71
3.3	Результаты испытаний стандартных образцов бетона, стальной арматуры и углепластика	76
3.3.1	Определение прочностных и деформативных характеристик бетона.....	76
3.3.2	Определение механических свойств стальной арматуры.....	78
3.3.3	Определение механических свойств углепластика	80
3.4	Результаты экспериментальных исследований двухпролетных неразрезных железобетонных балок.....	83
3.6	Основные результаты и выводы	99
4	ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ МЕТОДА ЗАДАННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ДЛЯ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ НЕРАЗРЕЗНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ ПОЛИМЕРКОМОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ ПОД НАГРУЗКОЙ	101
4.1	Цели и задачи численных исследований	101
4.2	Численные исследования опытных образцов неразрезных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой.....	101
4.2.1	Исходные данные для численных исследований.....	101
4.2.2	Численные исследования прочности нормальных сечений неразрезных балок	103
4.2.3	Численные исследования деформативности нормальных сечений неразрезных балок.....	104

4.2.4 Численные исследования характера перераспределения усилий в неразрезных балках.....	110
4.3 Численные исследования напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов, усиленных углепластиком, других авторов.....	120
4.4 Выводы.....	125
Заключение.....	126
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	128
ПРИЛОЖЕНИЕ А.....	148
Внедрение результатов научных исследований.....	148

ВВЕДЕНИЕ

В процессе эксплуатации изгибаемые железобетонные элементы подвергаются различным внешним воздействиям, это как правило, приводит к деградации физико-механических свойств бетона и арматуры, тем самым снижая несущую способность конструкций. Как альтернатива традиционным способам усиления железобетонных конструкций, в чаще используется система внешнего армирования полимеркомпозиционными материалами. Это обусловлено современными требованиями к долговечности и надежности конструкций.

Применение полимеркомпозиционных материалов позволяет значительно увеличить прочность, жесткость и долговечность конструкций, благодаря высоким физико-механическим свойствам системы усиления, их стойкости к электрохимической коррозии, более низкой материалоемкости и трудоемкости, а также позволяет выполнять работы по усилению без остановки производственного процесса [79], [116], [122], [133], [148], [173], [175].

В Российской Федерации полимеркомпозиционные материалы начали активно использоваться в строительстве в конце 1990-х годов. Они представляют собой пластики, армированные высокопрочными волокнами, которые образуются в результате твердения полимерных компонентов, выполняющих роль матрицы для соединения армирующих волокон. В настоящее время при необходимости усиления железобетонных конструкций полимеркомпозиционными материалами останавливаются на применение внешнего армирования на основе углеволокна (углепластика).

На сегодняшний день накоплен значительный объем экспериментальных исследований применения систем внешнего армирования полимеркомпозиционными материалами для усиления железобетонных конструкций промышленных и гражданских зданий и сооружений [12], [17], [24], [62], [67], [73], [84], [85] [94] [95], [121]. На основе полученных опытных данных разработаны различные нормативные документы, включая стандарты и технические условия [22], [23], [37-40]. Проведенные экспериментальные исследования способствовали разработке нормативных документов. В 2015 году

зарегистрирован СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами» [105], с положениями расчета по двум группам предельных состояний и описаны конструктивные требования к системам усиления. Этот нормативный акт разработан по аналогии с правилами проектирования новых конструкций, однако, в большинстве случаев требуется усиление уже эксплуатируемых объектов, что требует учета их эксплуатационных условий.

В то же время большой ряд вопросов, связанных с оценкой несущей способности и деформативности изгибаемых элементов, в том числе и неразрезных, усиленных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой изучен недостаточно полно и нуждается в более детальном исследовании.

Актуальность темы исследования. В настоящее время наряду с увеличением объема строительства новых зданий и сооружений сохраняется достаточно большой объем зданий и сооружений с длительным сроком эксплуатации в условиях силовых и средовых воздействий, приводящих к различным повреждениям и разрушениям железобетонных конструкций. Восстановление их несущей способности связано с проведением их усиления. Несмотря на многообразие различных методов усиления в последнее время увеличивается объем работ по усилению с применением полимеркомпозиционных материалов на основе углеволокна.

В настоящее время проведено множество исследований, изучающих напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций, усиленных полимеркомпозиционными материалами, которые показали, что система внешнего армирования, может эффективно применяться для увеличения прочности и жесткости железобетонных конструкций.

В то же время вопросы совместной работы усиливаемой конструкции и элементов усиления, нелинейной работы материалов, влияния предыстории нагружения конструкции перед ее усилением, особенности перераспределения усилий в связи с изменением жесткости, исследованы недостаточно полно.

Поэтому актуальной является задача разработки методик расчета прочности нормальных сечений и деформативности неразрезных балок, внешне армированных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой, с последующей экспериментальной апробацией.

Степень разработанности темы исследования. Развитию методик расчета изгибаемых железобетонных элементов, в том числе усиленных полимеркомпозиционными материалами и под нагрузкой, посвящены работы следующих ученых: Астафьева Д.О. [1], Берлинова М.В. [11], Бокарева С.А. [12], Бондаренко В.М. [14], Бондаренко С.В. [16], Голышева А.Б. [21], Залесова А.С. [34], Звездова А.И. [76], Иванова С.И. [78], Кабанцева О.В. [41], Клевцова В.А. [48], Кодыш Э.Н. [50], Колчунова В.И. [54], Колчунова Вл.И. [53], Король Е.А. [56], Крылова С.М. [57], Крылова С.Б. [59], Карпенко Н.И. [45], Маиляна Л.Р. [65], Меркулова С.И. [69], Мирсаяпова И.Т. [71], Морозова В.И. [73], Мухамедиева Т.А. [77], Пецольда Т.М. [87], Римшина В.И. [91], Санжаровского Р.С. [92], Смоляго Г.А. [97], Тамразяна А.Г. [109], Тонких Г.П. [110], Травуша В.И. [112], Трекина Н.Н. [113], Трещева А.А. [114], Федорова В.С. [118], Федоровой Н.В. [49], Шилина А.А. [121] и других.

В последние годы выполнены значительные исследовательские работы по совершенствованию методов расчета усиливаемых железобетонных конструкций и разработке соответствующих нормативных документов. Однако вопросы определения прочности нормальных сечений и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой, не получили должного развития и требуют постановки специальных исследований.

Последнее является серьезным препятствием для расширения области применения систем внешнего армирования для усиления изгибаемых железобетонных элементов.

Научно-техническая гипотеза заключается в предположении влияния уровня нагрузки усиления на прочность нормальных сечений, деформативность и

характер перераспределения усилий в неразрезных железобетонных балках, внешне армированных полимеркомпозиционными материалами.

Цель диссертационной работы – на основании комплексных экспериментально-теоретических исследований разработать методику, алгоритм и программное обеспечение для расчета параметров напряженно-деформированного состояния двухпролетных неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой, на всех стадиях работы, включая возможные запроектные воздействия, с учетом физической нелинейности материалов.

Задачи исследований:

- Проанализировать существующие методы расчета прочности нормальных сечений и деформативности изгибаемых статически неопределимых железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой.
- Разработать аналитический аппарат расчета прочности нормальных сечений деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой, в том числе при запроектных воздействиях, на базе предложенной деформационной модели с алгоритмами и программами расчета для ЭВМ.
- Выполнить экспериментальные исследования влияния внешнего армирования из углепластика при разных уровнях нагрузки на прочность нормальных сечений и деформативность железобетонных неразрезных балок.
- Выполнить сравнительный анализ разработанных расчетных зависимостей прочности нормальных сечений и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой с данными проведенных собственных опытов и экспериментальных исследований других авторов.
- На основе проведенных экспериментальных исследований установить уровень влияния внешнего армирования из углепластика на характер перераспределения внутренних усилий в сечениях двухпролетных неразрезных железобетонных балок.

Объект исследования – неразрезные двухпролетные железобетонные балки, усиленные углепластиком под нагрузкой.

Предмет исследования – прочность нормальных сечений, деформативность и характер перераспределения усилий в неразрезных железобетонных балках, усиленных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой.

Научную новизну работы составляют:

- методика и алгоритмы статического расчета неразрезных двухпролетных балок переменной жесткости с описанием изогнутой оси балки кубическим сплайном и использованием метода заданных деформаций;
- методика и алгоритмы расчета нормальных сечений железобетонных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами при различных уровнях напряженно-деформированного состояния, с учетом нелинейной работы материалов, позволяющая определять параметры НДС на всех стадиях работы, включая закритическую;
- методика и алгоритмы расчета прочности и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных под нагрузкой на различных стадиях работы полимеркомпозиционными материалами с учетом физической нелинейности материалов, позволяющая оценивать работу балок на всех стадиях, включая закритическую;
- экспериментальные данные о прочности нормальных сечений, деформативности, и перераспределении усилий в неразрезных двухпролетных железобетонных балках, внешне армированных углепластиком при различных уровнях нагрузки;
- алгоритмы и результаты численных исследований, позволяющие оценить влияние на напряженно-деформированное состояние нормальных сечений, прочность и деформативность двухпролетных балок, усиленных углепластиком ряда факторов, таких как уровень нагрузки усиления и схема усиления.

Положения, выносимые на защиту:

- методики и алгоритмы:
 - статического расчёта неразрезных двухпролетных балок переменной жесткости, разработанного в предпосылках метода заданных деформаций;

- определения параметров напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом физической нелинейности материалов, включая внешне армированных полимеркомпозиционными материалами;
- итерационного расчета прочности по нормальным сечениям и деформативности внешне армированных полимеркомпозиционными материалами неразрезных железобетонных балок с учетом физической нелинейности на всех стадиях их работы, включая запроектную;
- результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния двухпролетных неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком при различных уровнях нагружения;
- результаты численных исследований прочности нормальных сечений и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком при различных уровнях нагрузки усиления, а также при разных схемах усиления.

Теоретическая значимость работы состоит в развитии комплексного подхода учета влияния уровня нагрузки усиления при расчете прочности нормальных сечений, деформативности и характера перераспределения усилий неразрезных железобетонных балок, внешне армированных углепластиком с использованием реальных диаграмм деформирования бетона, стальной арматуры и углепластика. Результаты проведенных экспериментальных исследований выявили характерные особенности перераспределения усилий в неразрезных железобетонных балках и их влияние на изменение несущей способности.

Практическая значимость работы. Разработанные методики, алгоритмы расчета и составленные на их основе программы для ЭВМ позволяют оценить влияние уровня нагружения, при котором проводилось усиление, на напряженно-деформированное состояние неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком, а также проанализировать работу усиленной конструкции на каждом этапе нагружения вплоть до разрушения, в том числе, включая закритическую область.

Результаты выполненных исследований в части разработанных методики и программ использованы в научно-исследовательской и практической деятельности АО «КТБ железобетон», внедрены в учебный процесс ФГБОУ ВО «Белгородский государственный технологический университет имени В.Г. Шухова».

Использование в практике проектирования разработанного расчетного аппарата позволит корректнее оценивать напряженно-деформированное состояние неразрезных железобетонных балок и в ряде случаев выявить фактические резервы прочности нормальных сечений и деформативности статически неопределимых железобетонных балочных элементов, усиленных внешним армированием под нагрузкой, что может способствовать применению более экономичных конструктивных решений усиления полимеркомпозиционными материалами.

Методология и методы исследования. Используются экспериментально-теоретические методы. Теоретические исследования базируются на основных положениях строительной механики и нелинейной теории железобетона. Экспериментальные исследования основаны на методах механического моделирования строительных конструкций.

Личный вклад автора. При выполнении работы автором был проведен анализ исследований прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, внешне армированных углепластиком, выполненных другими авторами; была совершенствована методика и составлены алгоритмы расчета прочности и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой; были выполнены и проанализированы экспериментальные и численные исследования.

Степень достоверности. Результаты научных исследований согласуются с основными положениями нелинейной теории железобетона, результатами расчетов по предлагаемой методике с экспериментальными исследованиями, выполненными с использованием стандартных методов испытаний образцов железобетонных балок под нагрузкой с определением фактических механических свойств бетона, стальной арматуры и углепластика с использованием аттестованного оборудования. При этом результаты численных исследований

сопоставимы с экспериментальными данными других авторов, а также с результатами моделирования в ПК ЛИРА-САПР.

Апробация работы. Результаты теоретических и экспериментальных исследований и основные материалы диссертационной работы докладывались и обсуждались на следующих международных конференциях:

Международной научно-практической конференции «Наука и инновации в строительстве» (К 165-летию со дня рождения В.Г. Шухова) (г. Белгород, 2018), Международной научно-практической конференции, посвященной 150-летию со дня рождения профессора, автора методики расчета железобетонных конструкций по стадии разрушения, основоположника советской научной школы теории железобетона, основателя и первого заведующего кафедрой железобетонных конструкций Московского инженерно-строительного института (МИСИ) А.Ф. Лолейта (г. Москва, 2018), IV Международного студенческого строительного форума – 2019 (к 65-летию БГТУ им. В.Г. Шухова) (г. Белгород, 2019), IV Международной научно-практической конференции «Наука и инновации в строительстве» 17 апреля 2023 г. (г. Белгород, 2023).

Публикации. По теме диссертации опубликовано 12 научных статей, из них 5 в изданиях, рекомендуемых ВАК при Минобрнауки России, 2 публикации в сборниках трудов конференций, индексируемых в международных реферативных базах Scopus, Web of Science и др.

Получены два свидетельства о государственной регистрации программ для ЭВМ.

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, 4-х разделов, заключения, списка литературы и одного приложения. Полный объем работы составляет 152 страницы, в том числе 127 страниц основного текста, который иллюстрируется 66 рисунками и 29 таблицами. Список литературы содержит 178 источника, в том числе 55 иностранных.

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.

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.

Работа выполнена на кафедре «Строительства и городского хозяйства» ФГБОУ ВО «БГТУ им. В.Г. Шухова» под руководством доктора технических наук, профессора Г.А. Смоляго.

1 АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ НЕРАЗРЕЗНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ ПОЛИМЕРКОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ ПОД НАГРУЗКОЙ

1.1 Способы усиления изгибаемых железобетонных элементов

1.1.1 Традиционные способы усиления изгибаемых железобетонных элементов

Под усилением строительной конструкции, согласно СП 164 [105], понимается «комплекс конструктивных мероприятий и технологических работ, направленных на повышение несущей способности и эксплуатационных свойств конструкции».

При этом в широком смысле усиление конструкции может выполняться как с полной или частичной разгрузкой, так и без нее.

Для усиления железобетонных конструкций разработано множество способов, так или иначе базирующихся на двух основных принципах:

- увеличении геометрических размеров поперечных сечений конструктивных элементов (наращивание, обоймы), что в свою очередь приводит к увеличению собственного веса конструкций, уменьшению площади или высоты помещений;
- устройстве внешних стяжек, подпоров, поясов, шпренгелей, изменяющие расчетную и конструктивную схемы несущих элементов конструкции, что трудоемко и материалоемко.

Целесообразность выбора того или иного способа усиления несущей конструкции обусловлена совокупностью различных причин усиления, а также типом и состоянием строительной конструкции зданий и сооружений.

При этом в любом случае основными требованиями, предъявляемыми системе усиления, являются обеспечение совместной работы усиливаемой конструкции и системы усиления, а также включение системы усиления в работу на необходимом уровне нагружения, что достаточно сложно осуществить на практике.

1.1.2 Анализ применения углепластика при усилении изгибаемых железобетонных элементов

Железобетонные конструкции, работающие на изгиб, могут быть усилены как традиционными способами, описанными выше, так и внешним армированием полимеркомпозиционными материалами, приклеивая их в растянутой зоне конструкции. Схема расположения системы усиления зависит от типа усиливаемых сечений – нормальные или наклонные. В первом случае, при усилении нормальных сечений, фибру располагают параллельно продольной оси конструкции, во втором – под углом к продольной оси.

Согласно нормативным требованиям расчета изгибаемых железобетонных элементов [105], внешне армированные полимеркомпозиционными материалами конструкции должны быть запроектированы согласно требованиям двух групп предельных состояний с учетом начального напряженно-деформированного состояния конструкции перед ее усилением. По первой группе производится расчет по прочности сечений, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, а также проверка вероятности отслоения системы усиления в местах действия касательных напряжений; по второй группе предельных состояний – расчет трещиностойкости и деформативности усиливаемых элементов.

Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, определяются исходя из следующих допущений [105]:

- сечение, плоское до приложения нагрузки, остается таким же и после ее приложения, т.е. справедлива гипотеза плоских сечений;
- работа бетона растянутой зоны не учитывается в расчете по несущей способности;
- сопротивление бетона сжатию определяется напряжениями, равными R_b и равномерно распределенными по сжатой зоне бетона;
- деформации (напряжения) в арматуре определяются в зависимости от высоты сжатой зоны бетона;
- растягивающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления растяжению R_s ;

- сжимающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления сжатию R_{sc} , но не более 400 МПа;
- композиционный материал усиления имеет линейную диаграмму деформирования вплоть до разрушения;
- исключается сдвиг по поверхности между бетоном и композиционным материалом. Данное допущение справедливо для наиболее часто применяемых адгезивов толщиной до 1,0 – 1,5 мм, которые деформируются вязко-упруго, а деформации сдвиговой ползучести и усадки незначительны.

В результате расчета выбирается тип композиционного материала усиления и необходимая площадь его поперечного сечения.

1.2 Основные свойства материалов системы усиления

Согласно ГОСТ 32794-2014, Композиционные материалы – материалы, состоящие из двух или более материалов, отличных друг от друга по форме, фазовому состоянию, химическому составу и свойствам, скрепленные, как правило, физической связью и имеющих границу раздела между обязательным материалом (матрицей) и ее наполнителями, включая армирующие наполнители.

Применяемые при усилении строительных конструкций композиционные материалы на основе фибры (волокон) изготавливаются из продолговатых микроволокон, которые омоноличены в отверждающем полимере, связывающем их в единое целое. Самыми распространенными типами волокон являются углеродные, арамидные и стекловолокна. В качестве отверждающего полимера обычно применяются эпоксидные и полиакринитриловые смолы. В зависимости от типа волокон (фибры), используемых для изготовления композиционного материала (КМФ), их подразделяют на композиционные материалы на основе углеродных волокон (КМФУ), арамидных волокон (КМФА) и стекловолокон (КМФС). В зарубежной научно-технической литературе такие материалы получили название FRP (fibre reinforced polymer).

Выбор того или иного типа волокна полимеркомпозиционного материала зависит в первую очередь от характера напряженно-деформированного состояния

усиливаемой конструкции, а также условий ее эксплуатации. Физико-механические свойства композиционного материала зависят от свойств составляющих его волокон и полимера, а также их объемного соотношения в композите. Рассмотрим основные из них:

- **Прочность при растяжении**

Все полимеркомпозиционные материалы обладают высокой прочностью на растяжение. Однако прочность углеродных волокон достигает 6000 МПа, в то время как соответствующий показатель арамидных и стекловолокон находится в диапазоне 3000-4000 МПа и 2000-3000 МПа соответственно.

- **Деформативность**

Жесткость углепластиков примерно в два раза выше, чем у композиционных материалов, выполненных на основе арамидных волокон, и в пять раз выше, чем у стеклопластиков.

- **Стойкость к химическим воздействиям.**

Углепластики и арамиды обладают хорошей сопротивляемостью химическим воздействиям: щелочам, кислотам, хлоридам, сульфатам, нитратам и др. Стеклопластики же могут быть подвержены коррозионным воздействиям в щелочной среде (при $\text{pH} > 11$).

- **Электропроводимость.**

Арамидные и стекловолокна – диэлектрики, что расширяет их область применения. А углепластики являются электропроводниками, поэтому их можно использовать лишь при изоляции стальной арматуры от системы усиления.

- **Прочность при сжатии.**

Лабораторные испытания композиционных материалов, применяемых для усиления железобетонных конструкций, показали, что прочность их на сжатие меньше прочности на растяжение [173]. В среднем прочность на сжатие составляет от прочности на растяжение для углепластика — 78 %, для стеклопластика — 55 % и для арамида — 20 %.

- **Сопротивление ударным нагрузкам, усталостному разрушению**

Стеклопластики, арамиды и углепластики обладают высокой прочностью на растяжение и значительным относительным удлинением, таким образом хорошо сопротивляются усталостному разрушению.

- **Воздействие огня.**

Все типы волокон не поддерживают горение. Стекловолокна сохраняют свои прочностные характеристики вплоть до точки плавления, составляющей более 1000 °С, в то время как углеродные волокна начинают окисляться на воздухе при температуре около 275°С, арамидные волокна – при температуре более 200 °С. При этом прочность на растяжение самого композиционного материала снижается, в первую очередь, при уменьшении сил, передающихся между волокнами и отверждающим полимером. Экспериментальные исследования [98, 148] свидетельствуют, что при температурах порядка 250 °С, что гораздо выше температуры стеклования полимера (55 – 170°С), прочность на растяжение углепластика и стеклопластика снижается примерно на 20 %.

- **Реологические свойства.**

Все композиционные материалы в разной степени подвержены ползучести. В работе [175] авторами представлена зависимость длительной прочности от логарифма времени для любого уровня приложенной нагрузки. На основании представленной в исследованиях [175] зависимости было выявлено, что при испытаниях длительностью более 500 000 часов коэффициент длительной прочности составляет для КМФС - 0,3; для КМФА – 0,47 и для КМФУ – 0,91. Таким образом, углепластики, в сравнении со стеклопластиковыми и арамидами, практически не подвержены ползучести.

Таким образом, благодаря своим высоким механическим свойствам, устойчивости к агрессивному воздействию внешней среды, низкой плотности, а также простоте монтажа, полимеркомпозиционные материалы получили широкое применения для усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений.

1.3 Модели деформирования и методики расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных полимеркомпозиционными материалами

Расчет и проектирование усиления железобетонных конструкций полимеркомпозиционными материалами, регламентируется действующим СП 164 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами» [105], где предусмотрено выполнение расчета несущих конструкций двумя методами: или по методу предельного равновесия, или по деформационной модели, используя диаграммы деформирования бетона, арматуры и полимеркомпозиционного материала. При этом, чаще всего при расчете усиления железобетонных конструкций применяется упрощенный метод расчета - расчет по методу предельного равновесия, согласно которому, прочность элемента обеспечена, если действующие в сечении усилия не превышают предельно допустимых значений. Основным преимуществом данного метода является его простота использования, однако учесть напряженно-деформированное состояние конструкции до ее усиления применяя метод предельного равновесия невозможно, что, в свою очередь, противоречит требованию норм, где четко указано, что расчет усиливаемых конструкций должен проводиться с учетом напряженно-деформированного состояния конструкции до ее усиления.

Однако для более корректной оценки характера напряженно-деформированного состояния усиливаемого сечения, согласно действующих норм, расчет рекомендуется выполнять по деформационной модели, т.е. используя диаграммы деформирования, характеризующие в том числе и нелинейную работу бетона и арматуры. Используя, деформационную модель расчета усиливаемой конструкции, можно определить характер изменения напряженно-деформированного состояния сечения в процессе усиления, в том числе и с учетом предыстории нагружения. В его основе лежит применение гипотезы плоских сечений и фактических (реальных) диаграмм

деформирования бетона, арматуры и полимеркомпозиционного материала, основанных на связи «напряжение-деформации».

Изначально, развитие деформационной модели расчета железобетонных конструкций развивалось в двух направлениях:

1. Деформационная модель пластичности железобетона, в основе которой лежит использование теории пластичности идеально пластичной среды. Развитием этого направления занимались Г.А. Гениев, В.И. Киссюк., Г.А. Тюпин [20].

2. Макроструктурная деформационная модель. Именно это направление активно развивалось в научных исследованиях и легло в основу нелинейной деформационной модели, заложенной в действующих нормах [105], в том числе и зарубежных [124, 135, 141].

Ее развитию посвящены работы В.Н. Байкова [3, 4], В.Я. Бачинского [8, 21], Н.А. Беликова [86], В.М. Бондаренко [13, 14], А.А. Гвоздева [18], А.Б. Гольшева [21], Ю.Л. Гущи [25, 26], С. А Дмитриева [18], А.С. Залесова [34], Н.И. Карпенко [42, 43], С.Н. Карпенко [45], Н.В. Ключевой [49], В.И. Колчунова [51, 54], Вл.И. Колчунова [15, 52, 53], С.Б. Крылова [59], Л.Л. Лемьша [25, 26], Л.Р. Маиляна [66], С.И. Меркулова [68, 69], И.Т. Мирсаяпова [71], В.И. Морозова [72], Мурашева [74, 75], Я. М. Немировского [18], В.Н. Симбиркина [93], Г.А. Смоляго [96], А.Г. Тамразяна [109], М. Тихого [165], Н.Н. Трекина [113], Б.Ф. Турукалова [115], В.С. Федорова [117], В.В. Фигаровского [34] и других авторов.

Большинство деформационных моделей отличаются друг от друга подходами к описанию диаграмм деформирования бетона.

Изначально, ввиду недостаточного развития ЭВМ, нашли широкое применение билинейные зависимости « $\sigma_b - \epsilon_b$ », включающие в себя условные упругий и пластический участок, предложенные А.А. Гвоздевым [19], Бейкером [132]. В последствии на их основе В.И. Мурашёвым была разработана идеализированная двухлинейная диаграмма с ограниченной пластической

ветвью, рекомендованная в действующих нормах для расчета прочности нормальных сечений [106].

Затем развитие получили трилинейные зависимости, включающие в себя три прямых отрезка. Использование таких диаграмм деформирования повысило точность расчетов прочности нормальных сечений, однако, в то же время привело к существенному усложнению расчетного аппарата.

К тому же накопление экспериментальных данных привело к развитию нелинейных методик описания диаграммы деформирования бетона.

Возникло большое количество аналитических зависимостей нелинейной работы сжатого бетона [2, 6, 10, 36, 90 и др.], чаще всего аппроксимирующих лишь диаграммы деформирования бетона.

В работах А.С. Залесова [35], Н.И. Карпенко [42], Я.Д. Лившица [61] и др. приведены разнообразные предложения по описанию диаграммы деформирования бетона. Однако ввиду своей сложности широкое применение они получили лишь с развитием ЭВМ.

В то же время накопление большого количества опытных параметров диаграмм « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » способствовало появлению множества аналитических предложений по описанию диаграмм деформирования бетона [80, 83].

Н.И. Карпенко [44] предложил для описания диаграммы « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » использовать коэффициент изменения секущего модуля ν_m :

$$\sigma_m = \varepsilon_m E_m \nu_m, \quad (1.1)$$

$$\nu_m = \hat{\nu}_m \pm (\nu_0 - \hat{\nu}_m) \sqrt{1 - e_{1m} \eta_m - e_{2m} \eta_m^2}, \quad (1.2)$$

где при $m = s$ рассматривается арматура, $m = b, b_t$ - бетон при сжатии и растяжении соответственно, e_{1m}, e_{2m} - коэффициенты, учитывающие вид материала, $\hat{\nu}_m$ - значение ν_m в вершине диаграммы « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » при $\sigma_m = \hat{\sigma}_m$.

$$\eta_m = \frac{\sigma_m - \sigma_{m,el}}{\hat{\sigma}_m - \sigma_{m,el}}, \quad (1.3)$$

где $\sigma_{m,el}$ - максимальные напряжения участка диаграммы для арматуры.

Именно эта методика описания диаграммы деформирования бетона лежит в основе нелинейной деформационной модели расчета прочности, заложенной в действующих нормативных документах.

Однако стоит отметить, что существуют и другие предложения по описанию диаграммы деформирования бетона.

Так, достаточно простой и удобной в использовании является зависимость, предложенная В.Н. Байковым, С.В. Горбатовым, З.А. Димитровым [2]:

$$\sigma_b = a\varepsilon_b + b\varepsilon_b^2 + c\varepsilon_b^3 + d\varepsilon_b^4 + f\varepsilon_b^5, \quad (1.4)$$

где a, \dots, f – коэффициенты, полученные опытным путем.

В работе С.Ю. Цейтлина [120] представлена следующая зависимость:

$$\sigma_b = k\varepsilon_b \left(1 - \frac{k\varepsilon_b}{4}\right). \quad (1.5)$$

Л.Р. Маилян [64] предложил следующее описание диаграммы деформирования бетона:

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_b e^{\frac{1}{m} \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}}\right)^m}. \quad (1.6)$$

Для расчетов на ЭВМ относительно удобной является зависимость предложенная В.Я. Бачинским и А.Н. Бамбурой [5, 6, 7] в виде степенного полинома, следующего вида:

$$\sigma_b = \sum_{i=1}^n A_i \varepsilon_b^{k_i}, \quad (1.7)$$

где A_i – коэффициенты, полученные опытным путем и приведенные в рекомендациях [7]; k_i – безразмерные коэффициенты, которые могут быть любыми положительными числами.

Используя указанную зависимость, подбирая численные значения A_i, k_i и n , можно описать с достаточно высокой точностью практически любую экспериментальную диаграмму сжатия бетона.

Представленное выше уравнение легко описывается оператором цикла при расчете на ЭВМ, что дает возможность, не меняя текст программы, использовать в

расчете полиномы различных порядков. Кроме того, использование данной зависимости позволяет исключить из расчетного аппарата ряд эмпирических коэффициентов, оставив только коэффициенты A_k , по методике экспериментального определения которых накоплен достаточно большой опыт [70].

Развитию методик расчета усиленных изгибаемых железобетонных элементов, в том числе и под нагрузкой, посвящены работы: Астафьева Д.О. [1], Берлинова М. В. [11], Бондаренко С.В. [16], Голышева А.Б. [21], Звездова А.И. [76], Кабанцева О. В. [41], Меркулова С.И. [69], Мухамедиева Т.А. [77], Никулина А.И. [81], Плевкова В.С. [88], Пецольда Т.М. [87], Попеско А.И. [89], Римшина В.И. [91], Санжаровского Р.С. [16], Сняtkова Н.М. [104], Тамразяна А.Г. [108], Тонких Г.П. [110], Тошина Д. С. [111], Федоровой Н.В. [108] и др.

В 1990 году Н.М. Сняtkовым была разработана нелинейная методика расчета железобетонных конструкций, усиленных под нагрузкой [102, 103], основанная на работе Р.С. Санжаровского [92].

Аналізу методик расчета усиления железобетонных конструкций как под нагрузкой, так и после разгрузки посвящена монография С.В. Бондаренко и Р.С. Санжаровского [16], в которой особое внимание уделено устойчивости внецентренно-сжатых элементов.

Д.О. Астафьевым [1] была разработана методика расчета усиленных, как под нагрузкой, так и после разгрузки, железобетонных конструкций, учитывающая физическую и геометрическую нелинейность, а также ползучесть и релаксацию бетона. Таким образом, данная методика позволяет выявить характер напряженно-деформированного состояния нормальных сечений на всех этапах жизненного цикла конструкции.

В работе [104] Н.М. Сняtkовым и Д. С. Алексеевым была проанализирована зависимость несущей способности железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой, от уровня нагружения до усиления. На основании приведенных данных сделан вывод о ее ярко выраженном нелинейном характере.

В работе А. Г. Тамразяна [109] приведена расчетная модель силового сопротивления железобетона, основанная на интегральном учете работы бетона сжатой зоны с учетом длительности действия нагрузки.

Данная методика позволяет определять напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных под нагрузкой изменением статической схемы, в том числе и с учетом предыстории нагружения конструкции эксплуатационной нагрузкой.

В работе А. И. Никулина [81] представлена методика оценки несущей способности усиленных под нагрузкой железобетонных элементов таврового сечения, предложен модифицированный вариант деформационной модели силового сопротивления железобетона. В основу этой модели положен энергетический подход к трансформированию эталонных диаграмм сжатия и растяжения бетона в диаграммы неоднородного деформирования, соответствующие напряженно-деформированному состоянию изгибаемых конструкций.

Разработке методики определения напряженно-деформированного состояния бетона конструкций, усиленных под нагрузкой посвящена серия работ Д. С. Тошина [29, 30, 111]. Так, в частности, автором были определены корректирующие понижающие коэффициенты, применяемые к расчетным параметрам бетона, при произвольном уровне нагружения конструкции на момент усиления.

Разработке методик расчета прочности и деформативности внешне армированных изгибаемых железобетонных элементов посвящены работы Бокарева С.А. [12], Звездова А.И. [76], Иванова С.И. [78], Маиляна Л.Р. [65], Меркулова С.И. [69], Морозова В.И. [73], Мухамедиева Т.А. [77], Римшина В.И. [91], Смоляго Г.А. [97], Тамразяна А.Г. [108], Тонких Г.П. [110], Федоровой Н.В. [108], Шилина А.А. [121] и других [124, 136, 138, 142, 144, 145, 149-151, 154-158, 160, 163, 168, 169, 172, 176].

В 2014 году коллективом специалистов НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ Строительство» совместно со специалистами ЗАО «Триада-Холдинг»,

ЗАО «ХК «Композит» и ряда других специализированных научно-исследовательских организаций был разработан Свод правил СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования» для расчета усиления железобетонных элементов, внешне армированных полимеркомпозиционными материалами. В нем изложены методики расчета прочности по нормальным и наклонным сечениям, деформативности и трещиностойкости внешне армированных железобетонных конструкций.

Согласно действующих рекомендаций, нормативный расчет усиливаемой конструкции состоит из двух этапов.

На первом этапе определяются параметры НДС конструкции перед усилением, необходимые для учета в расчетах на втором этапе.

Затем на втором этапе выполняется расчет по прочности нормальных сечений с учетом элементов усиления, учитывая начальное НДС конструкции, параметры которого определены на предыдущем этапе.

Расчет прочности нормальных сечений по нелинейной деформационной модели производят из условий, указанных в СП 63.13330, и дополнительного ограничения:

$$\varepsilon_f - \varepsilon_{bt}^0 \leq \varepsilon_{fu}, \quad (1.8)$$

где ε_f – относительные деформации во внешней арматуре из композитного материала.

Представленная выше нормативная методика расчета внешнего армирования изгибаемых железобетонных элементов была апробирована Д.В. Кузевановым [77].

Прочность нормальных сечений экспериментальных балок была вычислена как по методу предельного равновесия, так и по нелинейной деформационной модели. В рамках исследования было испытано 397 образцов, работающих на изгиб.

На основании предоставленных авторами [76] результатов расчета прочности экспериментальных балок по нормальным сечениям можно сделать вывод о хорошей сходимости предлагаемой нормативной методики расчета с опытными

данными. Причем среднее расхождение результатов расчета, выполненных используя метод предельных усилий и деформационную модель, составило около 2%. Однако авторами не было уточнено, какая именно диаграмма деформирования бетона была использована – двухлинейная, трехлинейная или нелинейная.

В работе [31] авторы поднимают вопросы теоретических подходов к описанию НДС изгибаемых и сжато-изгибаемых железобетонных элементов с полимеркомпозитной внутренней и внешней арматурой, а также сопоставляют методики расчета и проектирования таких конструкций по нормативным документам различных государств [125, 126, 140, 143]. Анализируя сходства и различия в подходах к расчетным формулам и критериям предельных состояний, авторы делают выводы о том, что в современных нормах по проектированию армированных углепластиковыми и стеклопластиковыми железобетонных конструкций вопрос определения четкого критерия разрушения конструкций, остается актуальным. Также обращается внимание на объемную систему коэффициентов надежности по материалу и нагрузке, приводящих к запасу несущей способности на 40–60%. Такое занижение расчетных сопротивлений нивелирует экономический и технологический эффект от использования полимеркомпозиционных материалов для усиления железобетонных конструкций.

1.4 Экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных полимеркомпозиционными материалами

Усиление несущих конструкций является одним из основных направлений строительной отрасли. В современной практике строительства широко используются технологии внешнего армирования с высокой удельной прочностью и стойкостью к электрохимической коррозии [79], [116]. Благодаря высоким физико-механическим свойствам применение системы внешнего армирования углеволокном при усилении несущих конструкций признано эффективным методом [122].

В работе [17] были проведены экспериментальные исследования железобетонных образцов прямоугольного поперечного сечения шириной 120 мм

и высотой 220 мм. Проектный класс бетона по прочности на сжатие В20 и В35. Образцы были разделены на серии: «а» – не усиленные, «б» – усиленные одним слоем углепластика, «в» – усиленные двумя слоями углепластика. В ходе исследования авторы выявили, что усиление балок одним и двумя слоями углепластика позволило увеличить их несущую способность на 52 и 120 % соответственно.

Для изучения НДС нормального сечения балок, усиленных на стадии, близкой к исчерпанию несущей способности (при больших деформациях, прогибах и трещинах), автором [24] проведены экспериментальные исследования - испытаны 20 образцов высотой 120 мм и шириной 190 мм: 4 эталонных балки, 16 балок, усиленных углепластиком в растянутой зоне под нагрузкой, близкой к разрушающей. При этом в качестве варьируемого фактора в рамках эксперимента выступало количество слоев системы усиления – 1-4 слоя.

На основании полученных экспериментальных данных автором [24] был сделан вывод: эффективность применения данного метода усиления выражается в повышении прочности - с ростом площади углепластика в 4 раза - в 2.3 раза;

В работе [12] описаны экспериментальные исследования прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, внешне армированных углепластиком различных производителей (MBrace и FibARM). Для исследования характера напряженно-деформированного состояния нормальных и наклонных сечений опытные образцы были разделены на две группы, отличающиеся схемой армирования и усиления.

В результате испытания было выявлено, что использование системы внешнего армирования приводит к увеличению несущей способности балок от 64 % до 140 % по отношению к не усиленной балке в зависимости от схемы усиления.

В работе [95] представлены результаты испытаний полноразмерных железобетонных балок таврового поперечного сечения пролетом 12 и 18 метров. В рамках эксперимента было выполнено испытание эталонных балок, образцов, усиленных холстами FibARM Tape 530/300 и ламелями FibARM Lamel 14/100

Автором [95] было установлено, что внешнее армирование холстами FibARM Tape 530/300 и ламелью FibARM Lamel 14/100 на основе углеродных волокон способствовало увеличению несущей способности опытных образцов от 53 % до 62 %.

В работе [123] представлены результаты экспериментальных исследований прочности наклонных сечений неразрезных железобетонных балок, с различной схемой внешнего армирования углепластиком. Для этого были выполнены испытания девяти двухпролетных полноразмерных балок, отличающихся коэффициентом армирования растянутой зоны промежуточной опоры.

В качестве системы усиления были приняты однонаправленная ткань из углеродного волокна SikaWrap-530C и клей на основе эпоксидной смолы того же производителя. Каждая балка испытывалась как двухпролетная свободно опертая, с пролетами по 1150 мм, загруженная в четвертях пролета двумя сосредоточенными силами.

На основании проведенных экспериментальных исследований автором [123] были сделаны следующие выводы:

- с увеличением процента армирования стальной арматурой эффективность системы усиления снижается;
- разрушение образцов происходило с выколом бетона сжатой зоны.

В работе [31] представлены результаты испытания железобетонных балок прямоугольного поперечного сечения с размерами 100x150 мм и пролетом 1200 мм, усиленных углепластиком без нагрузки (серия Б-2), после нагружения до 50% и 70% от разрушающей эталонной балки и последующей полной разгрузки (Серия Б-3), а также под нагрузкой 50% и 70% от разрушающей эталонной балки (серия Б-4).

В результате испытаний было выявлено, что внешнее армирование углепластиком способствует существенному повышению прочности и изгибаемых элементов, а именно на 63%, 34% и 29% для образцов серии Б-2, Б-3, Б-4 соответственно в сравнении с эталонными образцами серии Б-1.

Автором [31] также было установлено, что усиление углепластиком способствовало повышению жесткости опытных балок серий Б-2, Б-3, Б-4 на 30%, 11% и 28% соответственно.

Кроме того, вопросам усиления изгибаемых железобетонных элементов также посвящено множество работ зарубежных исследователей.

В частности, изучением механизма разрушения изгибаемых железобетонных элементов, усиленных углепластиком занимались следующие авторы: Buyukozturk, O., [137], Oehlers, D.J. [152], Teng G.J. [164], Yao J. [177].

В работе авторов [166] приведены результаты аналитических исследований механизма отслоения полимеркомпозиционных материалов при усилении неразрезных железобетонных балок.

Проведя исследование, авторы выявили, что в отличие от статически определимых балок, в статически неопределимых на сцепление системы внешнего армирования влияет перераспределение изгибающих моментов. Поэтому в неразрезных балках располагать ламинаты углепластика необходимо и в зонах сжатия (за исключением крайних опор) (рисунок 1.1). Проводя усиление этих зон сжатия, можно избежать двух из четырех, типов отслоения, а именно, отслоения ввиду недостаточной длины анкеровки и отслоения системы усиления на приопорном участке (отрыв бетона).

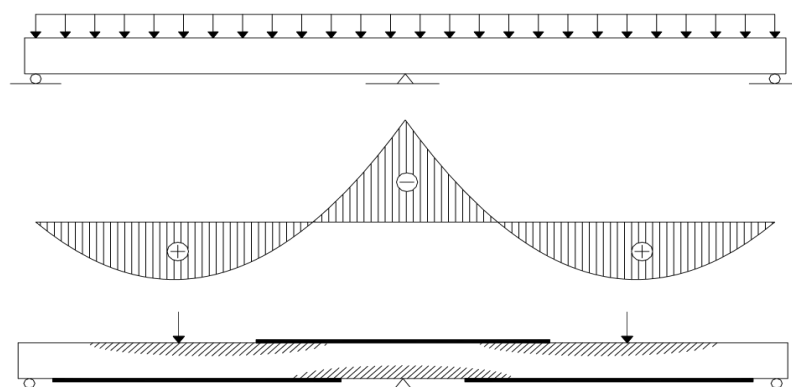


Рисунок 1.1 — Изгибающие моменты в неразрезных балках и схема усиления внешним армированием [166]

Отслоение ввиду недостаточной длины анкеровки можно предотвратить путем расположения ламината и в зоне сжатия, потому как в этой ситуации

растягивающее напряжение в ламинате постепенно становятся нулевыми.

Отслоение системы усиления на приопорном участке происходит, когда в месте крепления крайней грани ламината появляется наклонная трещина. Продлевая ламинат в зону сжатия, конец ламината достигает зоны, где не могут образоваться наклонные трещины.

Для закрепления ламината сжатой зоне, необходимо расположить его так, чтобы он выходил за пределы точки, изгибающий момент которой равен нулю. Однако определить точное ее местоположение достаточно сложно, т.к. ее положение меняется при увеличении нагрузки из-за нелинейного перераспределения моментов.

Обоснованию выбора оптимального способа анкеровки композиционного материала, который зависит от распределения нормальных и касательных напряжений на концевом участке приклеенной к бетону полосы композиционного материала, посвящены работы [130, 139, 147, 153, 171, 174].

В работах [124, 136, 138, 142, 144, 145, 149-151, 154- 155-158, 160, 163, 168, 169, 172, 176] представлены исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных балок, усиленных углепластиком, в том числе и под нагрузкой.

В работе [149] представлены результаты экспериментальных исследований двух серий образцов: 8-ми железобетонных балок, предварительно нагруженных до 30% от разрушающей нагрузки контрольных образцов, усиленных углепластиком после разгрузки; и 2-х железобетонных балок, усиленных углепластиком при эксплуатационной нагрузке. В ходе испытания выявлено, что в среднем несущая способность образцов первой серии увеличилась на 24%, а второй серии - только на 16% по сравнению с контрольной балкой.

Авторами [134] были проведены экспериментальные исследования влияния предварительного уровня нагружения при усилении углепластиком на НДС изгибаемых железобетонных элементов. Сначала образец трижды нагрузили-разгрузили от 45 кН до 90 кН, после чего нагрузили постоянной нагрузкой 45 кН и провели усиление. Разрушение происходило в результате отрыва системы

усиления. Результаты испытаний показали, что при усилении под нагрузкой углепластиком в 2 слоя прочность балки увеличилась на 28% по сравнению с контрольным образцом, аналогично усиленным без нагружения.

В работе [159] представлены результаты испытаний восьми полноразмерных железобетонных балок таврового сечения пролетом 6м. Балки были предварительно нагружены до 65%, 85% и 117% от предельного разрушающего момента не усиленного эталонного образца и усилены двумя слоями углепластика. Результаты эксперимента позволяют сделать вывод об эффективности внешнего усиления углепластиком под нагрузкой. Уровень предварительной нагрузки до усиления практически не влиял на несущую способность и деформативность образцов.

Авторами [178] были проведены исследования, посвященные изучению влияния нагрузки усиления на НДС железобетонных балок, усиленных углепластиком. Экспериментальные исследования включали испытание шести железобетонных балок, усиленных ламинатами из углепластика, при разных уровнях нагружения. Первоначальная нагрузка во время усиления составляла 0%, 50% и 70% от несущей способности неусиленной балки. Результаты эксперимента показали, что уровень нагружения при усилении оказал большее влияние на предельно допустимый прогиб балок, чем на предельную прочность нормальных сечений балки. В ходе испытаний все усиленные образцы разрушались из-за отслоения, а не из-за разрыва углепластика. Таким образом, на основании представленных данных трудно судить о влиянии нагрузки усиления на предельную прочность образцов.

В работе авторов [170] приведены результаты испытаний шести железобетонных балок, усиленных под нагрузкой углепластиком. В рамках исследования изучалось влияние начального уровня нагружения на несущую способность железобетонных балок, внешне армированных углепластиком, т.е. варьировались следующие параметры: начальный уровень нагружения при усилении и история нагружения.

Схемы нагружения и результаты испытаний опытных образцов представлены в таблицах 1.1 и 1.2 соответственно.

Таблица 1.1 – Схемы нагружения экспериментальных образцов [170]

Серия балок	Количество слоев углепластика	Размеры углепластика	Нагружение
1	2	3	4
CL30	Нет	Нет	Нет
CFC30	2	2300x150x0.222	Без предварительного нагружения
DBL30-1	2	2300x150x 0.222	Нагружение до 25кН и усиление
DBL30-2	2	2300x150x 0.222	Нагружение до 70кН и усиление
RDBL30-1A	2	2300x150x 0.222	Нагружение до 70кН-разгрузка до 25 кН и усиление
DBL30-3	2	2300x150x 0.222	Нагружение до 90кН и усиление
RDBL30-1B	2	2300x150x 0.222	Нагружение до 90кН-разгрузка до 25 кН и усиление

Таблица 1.2 – Результаты экспериментальных исследований опытных образцов [170]

Серия балки	Тип нагружения	Экспериментальные данные				Тип разрушения
		При достижении арматурой предела текучести		При разрушении		
		Нагрузка (кН)	Прогиб (мм)	Нагрузка (кН)	Прогиб (мм)	
1	2	3	4	5	6	7
CL30	Нет	85	10.02	102	33.4	Раздробление бетона сжатой зоны
CFC30	Без предварительного нагружения	90	9.86	140	21.93	Разрыв углепластика
DBL30-1	Нагружение до 25кН и усиление	90	10.96	135	31.94	Разрыв углепластика
DBL30-2	Нагружение до 70кН и усиление	90	10.46	125	29.6	Разрыв углепластика
RDBL30-1A	Нагружение до 70кН-разгрузка до 25 кН и усиление	90	10.2	125	23.31	Разрыв углепластика
DBL30-3	Нагружение до 90кН и усиление	100	10.84	145	30.62	Отслоение углепластика по бетону на приопорном участке
RDBL30-1B	Нагружение до 90кН-разгрузка до 25 кН и усиление	100	11.27	128	23.32	Разрыв углепластика

На основании представленных авторами [170] данных можно сделать следующие выводы:

- начальная нагрузка является важным фактором, влияющим на предельную прочность нормальных сечений железобетонных балок, усиленных углепластиком при различных уровнях нагружения. Балки, усиленные при более высоких уровнях нагружения, имеют меньшую предельную прочность, в сравнении с балками, усиленными при более низких уровнях нагружения.
- если начальная нагрузка в момент усиления одинакова, то предельная прочность балок практически одинакова, независимо от истории нагружения.
- внешнее армирование углепластиком позволяет увеличить несущую способность балок на 22,5–41,2%.

В работе [154] представлены результаты экспериментальных исследований влияния двух разных вариантов предварительного нагружения – усиление при нагрузке соответствующей упругой стадии работы конструкции и при упругопластической - на несущую способность железобетонных балок, усиленных углепластиком. После разгрузки балки были усилены углепластиком с высоким или сверхвысоким модулем упругости (210 или 400 ГПа). Результаты испытаний показали, что уровень ранее существовавших дефектов и повреждений незначительно влияет на эффективность усиления и тип разрушения конструкции.

Авторами [138] были проведены экспериментальные исследования предварительно нагруженных железобетонных балок, усиленных углепластиком. Образцы были разделены на 2-е серии в зависимости от уровня предварительного нагружения. Образцы первой серии перед усилением были предварительно нагружены до 50% от разрушающей нагрузки контрольной балки. Образцы второй серии предварительно нагрузили до 50%, затем разгрузили до 25% от разрушающей нагрузки контрольной балки, усилили и разрушили. Результаты испытаний показали, что чем выше уровень предварительной нагрузки, тем ниже несущая способность усиленных образцов.

В работе [167] приведены результаты экспериментальных исследований 8-ми железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой. Образцы были

предварительно нагружены до 40%, 60% и 80% от разрушающей нагрузки контрольной балки и усилены углепластиком. В ходе испытания выявлено, что предельная несущая способность железобетонных балок, усиленных под нагрузкой несущественно отличается от несущей способности образцов, усиленных без нагрузки.

Авторами [142] были проведены экспериментальные исследования влияния уровня предварительного нагружения на несущую способность изгибаемых элементов, усиленных углепластиком. Были испытаны 3-и железобетонные балки, которые предварительно нагрузили, а затем полностью разгрузили и усилили. Результаты экспериментов показали, несущая способность образцов после усиления увеличилась на 83%, 56% и 48% для уровней предварительного нагружения 35%, 66% и 100% от предельной расчетной нагрузки соответственно.

Авторы [160] провели испытания 6-и железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой. Уровень нагружения, при котором проводилось усиление, соответствовал 0%, 50% и 70% от разрушающей нагрузки контрольного образца. Экспериментальные исследования показали, что величина нагрузки усиления оказывает большее влияние на деформативность балок на высоких уровнях нагружения, чем на прочность, т.е. предварительное нагружение на прочность практически не повлияло.

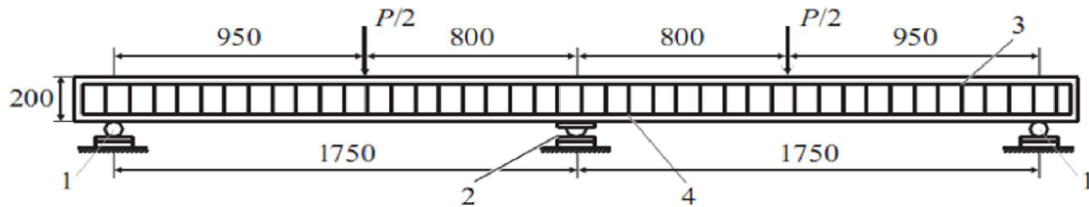
В работе [145] представлены результаты экспериментальных исследований пяти неразрезных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами. Первый и третий образцы были усилены в зонах действия максимальных изгибающих моментов, а второй и четвертый образцы дополнительно были усилены еще и в зонах действия максимальных поперечных сил. В качестве материала усиления использовались стеклопластиковые углепластиковые холсты. Пятый образец был эталонным. Каждая балка перед разрушением была поэтапно нагружена и разгружена. В ходе исследования было выявлено, что использование полимеркомпозиционных материалов для усиления неразрезных балок повышает прочность и жесткость, а также способствует изменению характера

трещинообразования: после усиления трещины распределены более равномерно, а их ширина раскрытия меньше.

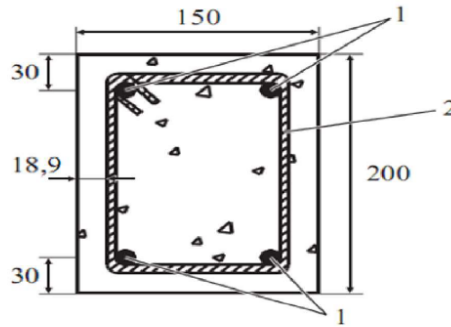
Кроме того, авторами [146] также были проведены экспериментальные исследования влияния на несущую способность усиления углепластиком сжатой зоны неразрезных железобетонных балок. Экспериментальные образцы были разделены на 2 серии (I и II), по 5 полноразмерных образцов в серии. Балки серии I были спроектированы таким образом, чтобы разрушение произошло по наклонным сечениям; а балки серии II – по нормальным сечениям.

В ходе испытаний было выявлено, что образцы серии I разрушились в результате образования наклонных трещин, возникших в следствие совместного действия нормальных и касательных напряжений, что, в свою очередь привело к отслоению углепластика. Разрушение балок серии II наступило в результате разрушения в бетоне непосредственно у склеиваемой поверхности. Разрушение образцов носило пластический характер. В результате усиления углепластиком, несущая способность балок серии I увеличилась на 29%, а балок серии II - на 40% в сравнении с эталонными образцами.

Автором [128] были проведены экспериментальные исследования НДС неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком как в зонах положительных, так и в зонах отрицательных моментов. Конструкция опытных образцов представлена на рисунке 1.2. Разрушение усиленных балок произошло в результате разрыва слоев углепластика с раздроблением контактного слоя бетона. Кроме того, было замечено, что после того, как армирование было выполнено в растянутых и сжатых зонах, наблюдалось перераспределение изгибающих моментов, в том числе и благодаря усилению сжатой зоны, а несущая способность образцов увеличилась примерно на 20%.



Test setup; 1 - Roller support, 2 - load cell; 3, 4 - top and bottom steel reinforcement, respectively.



Cross section: 1- longitudinal rebar's ($d = 12$ mm), 2- closed stirrups ($d = 8$ mm).

Рисунок 1.2 — Конструкция опытных образцов [128]

В работе [129] проведено экспериментальное исследование НДС и перераспределения изгибающих моментов неразрезных железобетонных балок (RHSC), усиленных полимеркомпозитными материалами на основе стекло- (GFRP) и углепластика (CFRP). Опытные образцы разделены на следующие группы: СВ эталонный образец; SCI, SC2 и SC3 - балки, усиленные углепластиком в 1, 2 и 3 слоя соответственно (в пролете и на промежуточной опоре); SG3 балка, усиленная стекловолокном в 3 слоя (в пролете и на промежуточной опоре) (рисунок 1.3). В ходе экспериментального исследования было выявлено, что при увеличении количества слоев композитного материала увеличивается несущая способность балки, в то время как деформативность углепластика, перераспределение изгибающих моментов и жесткость образца уменьшаются. Однако при применении стеклопластика в качестве материала усиления неразрезных балок эффект перераспределения изгибающих моментов наблюдается сильнее, а жесткость, в сравнении с образцом, усиленным углепластиком, увеличивается, в то время как прочность существенно снижается.

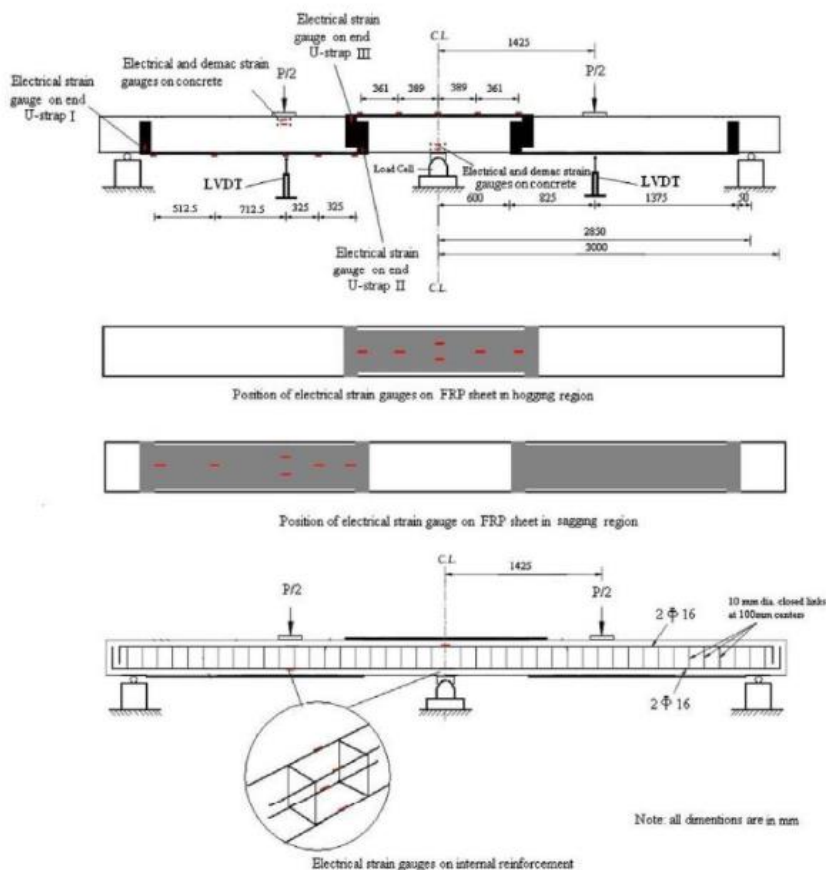


Рисунок 1.3 — Испытательная установка и схема конструкции опытных образцов [129]

1.5 Выводы. Задачи исследования

Проанализировав теоретические и экспериментальные исследования прочности нормальных сечений и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой, можно сделать следующие выводы:

- увеличение объемов применения усиления железобетонных конструкций полимеркомпозиционными материалами, возрастающие требования по повышению их безопасной эксплуатации связаны с разработкой обоснованной методики расчета прочности нормальных сечений и деформативности статически неопределимых изгибаемых железобетонных элементов, включая возможные запроектные воздействия;
- вопросы повышения прочности нормальных сечений и жесткости неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой с

использованием деформационной методики проработаны недостаточно, а существующие методики расчета требуют экспериментального подтверждения и корректировки с учетом возникновения перераспределения усилий;

- недостаточная обоснованность результатов исследований изменения напряженно-деформированного состояния статически неопределимых железобетонных изгибаемых элементов, усиленных полимеркомпозиционными материалами с учетом влияния предварительного нагружения связана с отсутствием полноинформативного экспериментального обоснования.

Основные задачи:

- разработать методики расчета прочности по нормальным сечениям и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой, включая возможные запроектные воздействия, на основе предлагаемой деформационной расчетной модели с соответствующими алгоритмами и программами расчета для ЭВМ;

- исследовать влияние внешнего армирования из углепластика на изменение прочности нормальных сечений и жесткости экспериментальных образцов, двухпролетных неразрезных балок, с выявлением характера разрушения после усиления под нагрузкой элементами внешнего армирования из углепластика;

- выполнить сопоставительный анализ экспериментальных и расчетных величин рассматриваемых конструкций, на основании которого определить достоверность предлагаемой методики определения прочности нормальных сечений и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой;

- провести экспериментально-аналитические исследования влияния внешнего армирования из углепластика на перераспределение внутренних усилий в двухпролетных неразрезных железобетонных балках, внешне армированных углепластиком;

2 МЕТОДИКА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ПОЛИМЕРКОМОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ ПОД НАГРУЗКОЙ

2.1 Исходные положения и рабочие гипотезы

Основной целью расчета любой строительной конструкции, в том числе и статически неопределимой, является определение параметров ее напряженно-деформированного состояния. Для этого необходимо определить напряжения и деформации во всех точках конструкции на всех этапах нагружения. При этом железобетон с определенного уровня нагружения начинает работать как физически нелинейный материал, вследствие влияния ползучести бетона, трещинообразования и различных деградационных процессов. Конечно же, усложняет решение задачи и материал системы усиления, включаемый в работу на одном из уровней деформирования.

В научных исследованиях представлено достаточно большое количество различных подходов к оценке НДС нормальных сечений, однако ни один из существующих не позволяет получить полную информацию о характере работы сечения на всех стадиях деформирования, включая закритическую, что особенно актуально для усиливаемых конструкций. Предлагаемая методика расчета основывается на деформационной модели квазиоднородного сплошного тела [8, 21] с использованием уравнений равновесия внешних и внутренних усилий в нормальном сечении.

Кроме того, для определения НДС в произвольном сечении используются соответствующие реальные диаграммы деформирования материалов (рисунок 2.1–2.3).

Использование опытной диаграммы сжатия бетона позволяет оценить напряженно-деформированное состояние на всех стадиях работы конструкции, а также получить зависимость «момент-кривизна» с ниспадающей ветвью. Таким образом, появляется возможность учета влияния уменьшения изгибающего момента после достижения им максимального значения при увеличивающейся

кривизне, что наблюдается в процессе реальной работы статически неопределимых железобетонных конструкций, в частности неразрезных балок. При этом следует отметить, что состояние статически неопределимых конструкций, когда имеет место падение момента в одном из сечений после достижения им пика при увеличивающейся кривизне зачастую не только не является предельным, но даже наоборот – приводит к существенному перераспределению внутренних усилий, что, как правило, сопровождается увеличением несущей способности изгибаемого элемента в целом. Однако здесь речь идет о не усиленном элементе. Влияние системы внешнего армирования на характер работы статически неопределимых конструкций требует подробного изучения, в том числе и опытным путем.

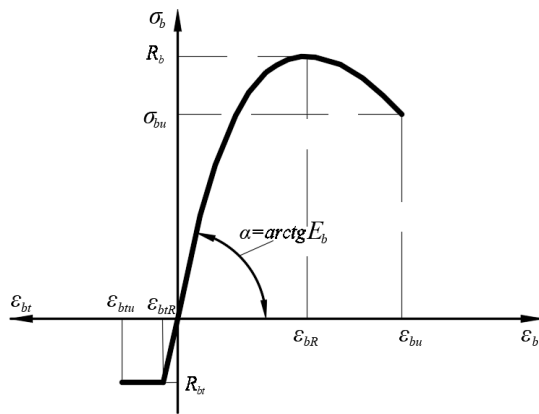


Рисунок 2.1 — Диаграмма деформирования бетона

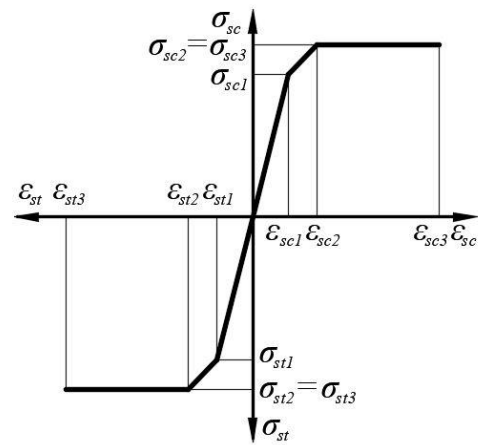


Рисунок 2.2 — Диаграмма деформирования стальной арматуры

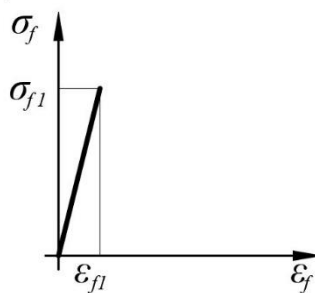


Рисунок 2.3 — Диаграмма деформирования углепластика

Существует множество зависимостей для описания нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями бетона, обзор исследований которых представлен в работах [2, 7, 33, 47, 80]. В частности, достаточно удобной, особенно для организации итерационного расчета, представляется зависимость, описываемая степенным полиномом k_i –той степени:

$$\sigma_b = \sum_{i=1}^n A_i \varepsilon_b^{k_i}, \quad (2.1)$$

где A_i – некоторые эмпирические константы, имеющие размерность напряжений; k_i – безразмерные коэффициенты, которые могут быть любыми положительными числами.

Используя указанную зависимость, подбирая численные значения A_i , k_i и n , можно описать с достаточно высокой точностью практически любую экспериментальную диаграмму сжатия бетона. Однако использование дробных показателей степени k_i может привести к определенным затруднениям при разработке математического аппарата для описания напряженно-деформированного состояния сечений, а также к некоторому усложнению алгоритма расчета на ЭВМ.

Поэтому достаточно целесообразной представляется зависимость « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » в виде степенного полинома с целыми показателями степеней.

$$\sigma_b = \sum_{k=1}^n A_k \varepsilon_b^k. \quad (2.2)$$

Представленное выше уравнение легко описывается оператором цикла при расчете на ЭВМ, что дает возможность, не меняя текст программы, использовать в расчете полиномы различных порядков. Кроме того, использование данной зависимости позволяет исключить из расчетного аппарата ряд эмпирических коэффициентов, оставив только коэффициенты A_k , по методике экспериментального определения которых накоплен достаточно большой опыт [70].

Таким образом, при разработке методики оценки напряженно-деформированного состояния нормальных сечений неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой, используются следующие предпосылки:

- принята модель квазиоднородного сплошного тела, предложенная А.Б. Гольшевым и В.Я. Бачинским [21], согласно которой бетон до и после образования

трещин рассматривается с единых физических позиций как сплошное тело, предполагается неразрывность функции жесткости при трещинообразовании, что обеспечивается введением некоторого усредненного расчетного сечения на участке блока между трещинами с линейным законом распределения деформаций по его высоте. При этом развитие трещин, моделируется уменьшением напряжений в бетоне растянутой зоны в зависимости от деформаций растянутой грани;

- Для указанного сечения считается справедливым линейный закон распределения деформаций по высоте;
- Связь между напряжениями и деформациями бетона выражается зависимостью (2.2);
- Работа растянутого бетона описывается диаграммой Прандтля с ординатой равных напряжений $\psi_{bt}R_{bt}$, где ψ_{bt} – коэффициент, учитывающий постепенное снижение усилия, воспринимаемого бетоном растянутой зоны за счет развития трещин, и определяемый по формуле:

$$\psi_{bt} = \sqrt{\frac{\varepsilon_{btu}}{\varepsilon_2}}, \quad (2.3)$$

где ε_2 – относительные деформации бетона растянутой грани;

- Связь между напряжениями и деформациями арматурной стали принимается в виде кусочно-линейной диаграммы, параметры которой получают экспериментальным путем или согласно существующих рекомендаций [106] (рисунок 2.2);
- Связь между напряжениями и деформациями композиционного материала усиления принимается в виде кусочно-линейной диаграммы деформирования вплоть до разрушения, параметры которой получают экспериментальным путем или согласно существующих рекомендаций [105] (рисунок 2.3);
- Величина деформаций в полимеркомпозиционном материале после усиления на рассматриваемом этапе работы определяется, как разность

деформаций в бетоне в зоне расположения композиционного материала и деформаций в этой же зоне в момент усиления.

2.2 Напряженно-деформированное состояние нормальных сечений балок, усиленных углепластиком под нагрузкой

Для определения связи между напряженно-деформированным состоянием нормального сечения без трещин и внешними усилиями запишем следующие уравнения [27, 28, 32, 60, 119, 162] (рисунок 2.4):

$$\int_A \sigma_b dA + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} A_{si} + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} A_{fj} - N = 0; \quad (2.4)$$

$$\int_A \sigma_b y dA + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} y_{si} A_{si} + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} y_{fj} A_{fj} - M = 0, \quad (2.5)$$

где σ_b – напряжения на элементарной площадке бетона площадью dA_b , расположенной на расстоянии, равном y – от нижней грани сечения; σ_{si} , A_{si} , y_{si} – напряжения в i – том арматурном стержне, площадь его поперечного сечения и расстояние от нижней грани сечения конструкции до указанной площади; σ_{fi} , A_{fi} , y_{fi} – напряжения в i – том слое углеволокна, площадь его поперечного сечения и расстояние от нижней грани сечения конструкции до указанной площади.

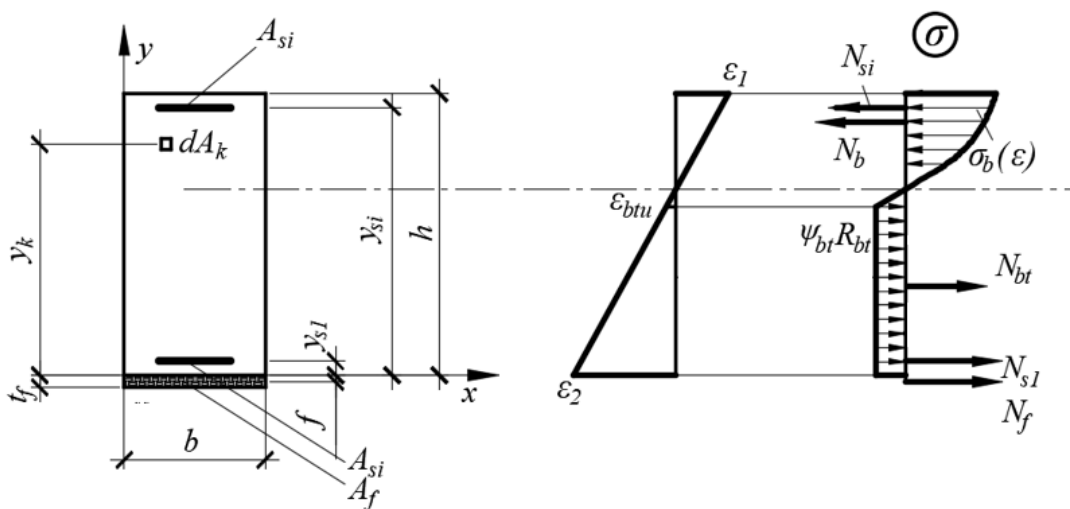


Рисунок 2.4 — Напряженно-деформированное состояние усиленного сечения

Представим относительную высоту сечения до элементарной площадки бетона в виде $\xi_i = \frac{h_i}{h}$. С учетом того, что в предполагаемых пределах интегрирования значения b и h постоянны а, значит, $dA_s = bhd\xi$ и $dA_f = bhd\xi$, уравнения (2.4) и (2.5) можно преобразовать следующим образом:

$$bh \int_{\xi=0}^{\xi=1} \sigma_b \xi d\xi + h \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \xi_{si} A_{si} + h \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} \xi_{fj} A_{fj} - M = 0, \quad (2.6)$$

$$bh^2 \int_{\xi=0}^{\xi=1} \sigma_b d\xi + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} A_{si} + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} A_{fj} - N = 0. \quad (2.7)$$

Разделив обе части уравнения (2.6) на bh , а уравнения (2.7) на bh^2 и обозначив $P = \frac{N}{bh}$, $m = \frac{M}{bh^2}$, $\mu_{si} = \frac{A_{si}}{bh}$, $\eta_{fj} = \frac{A_{fj}}{bh}$ получим

$$\int_{\xi=0}^{\xi=1} \sigma_b d\xi + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \mu_{si} + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} \eta_{fj} - P = 0; \quad (2.8)$$

$$\int_{\xi=0}^{\xi=1} \sigma_b \xi d\xi + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \mu_{si} \xi_{si} + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} \eta_{fj} \xi_{fj} - m = 0. \quad (2.9)$$

Кривизна изогнутой оси в сечении равна

$$\mathfrak{K} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h}. \quad (2.10)$$

Обозначив

$$\bar{\mathfrak{K}} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\xi}, \quad (2.11)$$

тогда

$$\xi = \frac{\varepsilon - \varepsilon_2}{\bar{\mathfrak{K}}}. \quad (2.12)$$

Подставляя зависимости (2.12) и (2.3) в уравнения (2.8) и (2.9) и произведя интегрирование получим систему уравнений, описывающих напряженно-деформированное состояние сечения, усиленного углепластиком, работающего без трещин:

$$\frac{1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+1} \varepsilon_1^{k+1} + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \mu_{si} + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} \mu_{fj} - P = 0; \quad (2.13)$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2} \left[\sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+2} (\varepsilon_1^{k+2} + \varepsilon_2^{k+2}) - \varepsilon_2 \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+1} (\varepsilon_1^{k+1} + \varepsilon_2^{k+1}) \right] + \\ & + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \mu_{si} \xi_{si} + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} \mu_{fj} \xi_{fj} - m = 0. \end{aligned} \quad (2.14)$$

С учетом наличия трещин уравнения (2.6) и (2.7) будут иметь вид:

$$bh \int_{\xi_{btu}}^1 \sigma_b d\xi + bh \int_0^{\xi_{btu}} \sigma_{bt} d\xi + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} A_{si} + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} A_{fj} - N = 0; \quad (2.15)$$

$$\begin{aligned} & bh^2 \int_{\xi_{btu}}^1 \sigma_b \xi d\xi + bh^2 \int_0^{\xi_{btu}} \sigma_{bt} \xi d\xi + h \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \xi_{si} A_{si} + h \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} \xi_{fj} A_{fj} \\ & - M = 0. \end{aligned} \quad (2.16)$$

Произведя преобразования, аналогичные изложенным выше, можно получить систему уравнений, описывающих напряженно-деформированное состояние сечений с трещинами:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \left[\sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+1} (\varepsilon_1^{k+1} - \varepsilon_{btu}^{k+1}) + \psi_{bt} R_{bt} (\varepsilon_{btu} - \varepsilon_2) \right] + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \mu_{si} + \\ & + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} \mu_{fj} - P = 0; \end{aligned} \quad (2.17)$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2} \left[\sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+2} (\varepsilon_1^{k+2} - \varepsilon_{btu}^{k+2}) \right. \\ & \left. - \varepsilon_2 \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+1} (\varepsilon_1^{k+2} - \varepsilon_{btu}^{k+2}) + \frac{\psi_{bt} R_{bt}}{2} (\varepsilon_{btu} - \varepsilon_2)^2 \right] + \\ & + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \mu_{si} \xi_{si} + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} \mu_{fj} \xi_{fj} - m = 0. \end{aligned} \quad (2.18)$$

Имеющиеся методики расчета изгибаемых элементов, как правило, не учитывают всех особенностей работы усиленных балок, и в большинстве случаев оценивают несущую способность балки лишь по работе одного характерного (как правило наиболее нагруженного) сечения.

Такой подход не может привести к универсальному расчетному аппарату поскольку на различных уровнях нагружения различные сечения балок находятся на разных уровнях НДС, и здесь корректировку в характер работы вносит, как материал усиления, так и уровень нагружения, при котором выполнялось усиление.

С учетом изложенного, для корректного описания работы усиленных балок, расчетный аппарат должен учитывать поведение различных сечений, в том числе, описывать особенности, обусловленные различным уровнем НДС сечений в момент усиления.

Указанный расчетный аппарат включает в себя две составляющие – статический расчет балки и расчет параметров НДС сечений, а учитывая нелинейный характер процессов, происходящих в материалах балки, в конечном счете необходима организация итерационного процесса для получения решения по искомым параметрам НДС балки.

Кроме того, для обеспечения стабильности и сходимости итерационного процесса расчетный аппарат должен позволять надежно оценивать НДС сечений в районе максимальных значений момента, в том числе и в закритической области, а выход в последнюю вполне возможен в процессе итерационного счета.

Учитывая вышесказанное, представляется целесообразным определять жесткость сечения, используя обратный метод [9] при соответствующей перестройке математического аппарата для статического расчета. Его суть заключается в том, что в качестве нагрузочного параметра балки используется не внешняя нагрузка, как принято в традиционных методах, а один из деформационных параметров, например, кривизна, и по заданной кривизне определяют величину действующего в сечении изгибающего момента, а затем уже жесткость. Использование предлагаемой методики позволяет надежно оценивать параметры НДС сечений на всех стадиях их работы, в отличие от большинства

методик, например, метода предельного равновесия, описывающего только предельное состояние. Кроме этого, применяя данный подход, во-первых, можно исключить трудности в выборе соответствия момента кривизне, поскольку, при использовании диаграммы состояния бетона с ниспадающей ветвью в отличие от традиционных методик каждому значению кривизны соответствует одно значение момента. Во-вторых, такой подход позволит значительно улучшить сходимость итерационного процесса особенно на высоких уровнях нагружения, поскольку малым изменениям кривизны будут соответствовать малые изменения момента и соответственно жесткости в сечении.

Возможность предлагаемой методики надежно определять параметры НДС сечений особенно актуальна для расчета статически неопределимых систем, в том числе и неразрезных, в частности, двухпролетных балок, когда до достижения предельного состояния системы как правило происходит перераспределение усилий с опоры в пролет или наоборот из пролета на опору. В этом случае возможно состояние, когда достижение предельного состояния наиболее нагруженных сечений может наступить одновременно.

В существующих методах, например, предельного равновесия, предполагается одновременное достижение предельного состояния наиболее нагруженных сечений, а перераспределение усилий учитывается только с опоры в пролет и не более 20% [57, 58, 63], что уменьшает область применимости этих методов, а для получения корректных результатов искусственно вводятся ограничения при конструировании конструкций.

Указанных выше недостатков, что особенно актуально для усиливаемых конструкций, можно избежать с использованием, как отмечалось ранее предлагаемой методики расчета.

Кроме изложенного выше, следует отметить, что в случае расчета усиленных сечений традиционными методами, т.е. с использованием в качестве нагрузки силовых воздействий, возникает еще одно неизвестное – параметры НДС в элементах усиления и оценить долю включения в работу элементов усиления здесь не представляется возможным. Простое суммирование несущей способности

основного элемента и конструкции усиления, к чему иногда прибегают в практической деятельности не всегда корректно, так как начало разрушения основного элемента возможно еще до полного включения элементов усиления в работу.

Предлагаемая методика позволяет исключить это неизвестное и вышеуказанные недостатки, поскольку известные начальные «нагрузочные» параметры деформирования, а именно, кривизна в сечении, а в ходе решения и величины деформаций на гранях сечения, позволяют включить в систему уравнений равновесия значения параметров НДС элементов усиления. Последнее дает возможность не только рассчитывать долю участия элементов усиления в работе сечений, но и учитывать в какой момент работы конструкции, при каком уровне НДС, проводилось усиление.

Представив реальные диаграммы состояния « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » в виде полинома пятой степени (2.2) можно получить систему нелинейных уравнений шестого и седьмого порядка с неизвестными ε_1 и ε_2 . Величина ε_c определяется через эти неизвестные следующим образом:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_1 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)\xi_c, \quad (2.19)$$

равно как и напряжения в арматуре и углепластике

$$\sigma_{si} = f(\varepsilon_{si}) = f[\varepsilon_1 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)\xi_{si}], \quad (2.20)$$

$$\sigma_{fi} = f(\varepsilon_{fi}) = f[\varepsilon_1 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)\xi_{fi}]. \quad (2.21)$$

Уравнения (2.17) и (2.18) с учетом (2.11) можно представить в виде

$$\begin{aligned} \frac{1}{\aleph h} \left\{ \left[\sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+1} (\aleph h + \varepsilon_2)^{k+1} - \varepsilon_{btu}^{k+1} \right] + \psi_{bt} R_{bt} (\varepsilon_{btu} - \varepsilon_2) \right\} + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \mu_{si} \\ + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} \mu_{fj} - P = 0; \end{aligned} \quad (2.22)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{(\aleph h)^2} \left[\sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+2} (\aleph h - \varepsilon_{btu}^{k+2}) \right. \\
& \left. - \varepsilon_2 \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+1} (\aleph h - \varepsilon_{btu}^{k+2}) + \frac{\psi_{bt} R_{bt}}{2} (\varepsilon_{btu} - \varepsilon_2)^2 \right] + \\
& + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \mu_{si} \xi_{si} + \sum_{j=1}^t \sigma_{fj} \mu_{fj} \xi_{fj} - m = 0.
\end{aligned} \tag{2.23}$$

Таким образом в уравнении (2.23) остается два неизвестных – кривизна \aleph и деформации ε_2 . При определении напряженно-деформированного состояния сечения по заданному значению кривизны \aleph из уравнения (2.23) численными методами, в частности в данном случае удобно использовать метод половинного деления, определить численные значения деформаций ε_2 , а из уравнения (2.11) – значения деформаций ε_1 . По формуле (2.14) вычисляется величина действующего в сечении момента, а затем и жесткость

$$B = \frac{M}{\aleph}. \tag{2.24}$$

В работах [27, 28, 32, 60, 119] представлена методика определения НДС нормальных сечений различной формы, с учетом дефектов и коррозионных воздействий не усиленных конструкций. Предлагаемая же методика позволяет рассчитывать, как отмечалось усиленные конструкции на всех стадиях работы, включая закритические, в том числе и с внешним армированием углепластиком при различных уровнях НДС в момент усиления, что позволяет расширить область применения данного алгоритма.

2.3 Статический расчет двухпролетной балки переменной жесткости методом заданных деформаций

Классическими вариантами идеализации взаимодействия конструкций с внешней средой являются либо задание некоторых перемещений точек системы

(чаще всего нулевых) — и тогда мы накладываем соответствующую связь, либо задание некоторого нагружения силового характера.

Разница между силовым и деформационным нагружением особенно резко сказывается при анализе тех последствий, к которым приводит их изменение. В упругой системе эта разница практически не проявляется, но дело существенно меняется при рассмотрении неупругих систем.

В простейшем случае изгиба балки, который сводится к решению уравнения или системы уравнений изогнутой оси можно рассмотреть два случая:

- нагрузка — причина изгиба, а прогиб — следствие;
- прогиб является причиной (изгиб по лекалу), а нагрузка (реакция) — следствием.

В первом случае при задании нагрузки, близкой к несущей способности или превышающей ее, получить решение или невозможно (рисунок 2.5, линия 1), или будет иметь место два решения (рисунок 2.5, линия 2), так как на высоких уровнях нагружения при учете ниспадающей ветви диаграммы «напряжения-деформации» бетона, так же, как и при определении жесткости сечений ходом от усилия к кривизне, могут возникнуть трудности в выборе соответствия между нагрузкой и усилиями в сечениях. При организации итерационного процесса на основе указанных предпосылок на высоких уровнях нагружения, как правило, возникает «раскачка» итерационного процесса и никакими искусственными приемами не удастся добиться его сходимости.

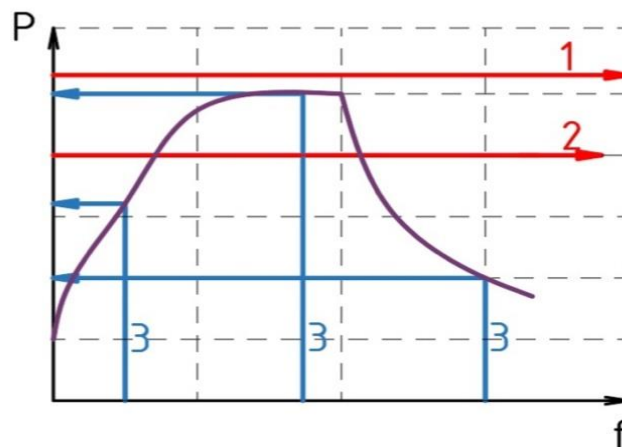


Рисунок 2.5 — График зависимости «нагрузка-прогиб»

Во втором случае в предлагаемом методе заданных деформаций используется обратный подход, представленный в работе [9], при котором для неразрезных балок в качестве внешнего воздействия используется один из параметров изогнутой оси, например, кривизна в одном из сечений, а решение уравнения изогнутой оси осуществляется относительно величины нагрузки (рисунок 2.5, линия 3).

Такой подход, несколько непривычный для строительной механики, позволяет при решении задач расчета конструкций с учетом физической нелинейности определять параметры работы конструкции на всех стадиях работы, включая закритическую. Поскольку решение задач, связанных с физической нелинейностью, требует организации итерационного процесса, использование рассматриваемого метода как показали исследования [27, 28, 32, 60, 119], позволило организовать устойчивый итерационный процесс, позволяющий решать задачи расчета неразрезных балок на всех стадиях их работы.

В существующих методах строительной механики определение прогибов балок производится описанием изогнутой оси балки уравнением второго порядка и поскольку кривизна определяется как производная второго порядка, то кривизна, а, следовательно, и жесткость будет описываться константой, что обуславливает невозможность учета изменения параметров жесткости по длине. Для получения решения в этом случае, балку разбивают на участки и считают жесткость постоянной в пределах каждого участка.

Для более точного учета нелинейной работы материала представляется перспективным осуществить решение неразрезных балок переменной жесткости, используя уравнение изогнутой оси, как минимум 3-й степени, предложенное в работе [9]. Кроме этого, в качестве нагрузочного параметра целесообразно использовать кривизну в сечении, например, на промежуточной опоре, что позволит уйти, как отмечалось, от неоднозначности решения в области критической и закритической работы конструкций.

Представим вектор внешней нагрузки, действующей на балку, в следующем виде

$$\vec{F} = |\vec{F}| \cdot \vec{F}^0, \quad (2.25)$$

где $|\vec{F}|$ - модуль вектора нагрузки, \vec{F}^0 - единичный вектор нагрузки.

Выбрав в качестве неизвестного модуль вектора внешней нагрузки $|\vec{F}|$, при этом будем считать известным один из параметров напряженно-деформированного состояния конструкции, например, кривизну в одном из сечений балки. Такой подход известен под названием «Метода заданных деформаций» и «Метода неустойчиво-пластических связей» [65].

Представленная выше идея просто реализуется в сочетании с аппроксимацией изогнутой оси балки степенным полиномом третьей [28, 32, 119] или четвертой [27, 60] степеней.

Здесь следует отметить, что аппроксимация полиномом четвертой степени включает в разрешающие уравнения величину поперечной силы, учет которой, как показали исследования [27, 60] актуален для «коротких» балок.

Учитывая тот факт, что в данной работе не рассматриваются «короткие балки», а использование полинома третьей степени приводит к менее громоздкому расчетному аппарату практически без потери точности получаемого решения.

С учетом изложенного, в предлагаемой методике статический расчет балки реализуется аппроксимацией изогнутой оси балки кубическим сплайном. В таком случае представляется возможным достаточно достоверно вычислить как значения кривизн (жесткостей) и усилий в сечениях балки, так и ее прогибы. Кроме того, повышается точность расчета т.к. описание жесткости балки производится не ступенчато, как в традиционных методах, а по линейному закону между соседними точками разбиения балки на участки.

Рассмотрим однопролетную балку, имеющую, в общем случае, любой характер закрепления на опоре и разбитую на n участков [100] (рисунок 2.5).

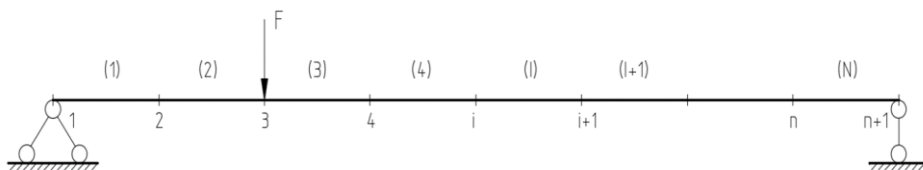
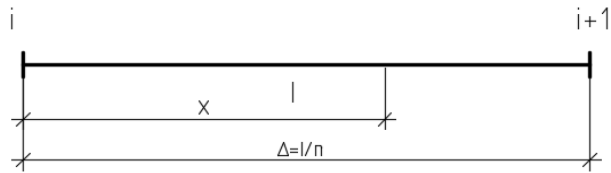


Рисунок 2.5 – Схема разбиения однопролетной балки на участки

Рисунок 2.6 – Схема i -го участка балки

Опишем уравнение изогнутой оси кубическим сплайном. Тогда для каждого участка можно записать (рисунок 2.6):

$$y = \sum_{i=1}^4 A_i \cdot X^{i-1}; \quad (2.26)$$

$$y' = \varphi = \sum_{i=2}^4 (i-1)A_i \cdot X^{i-2}; \quad (2.27)$$

$$y'' = \varkappa = \sum_{i=3}^4 (i-1)(i-2)A_i \cdot X^{i-3}, \quad (2.28)$$

где y – величина прогиба оси балки в точке с координатой X , отсчитываемой от начала участка; y' и y'' – угол поворота и кривизна в той же точке соответственно; A_i – коэффициенты, определяемые по методу начальных параметров.

Рассмотрим участок I. Из уравнений (2.26), (2.27) и (2.28) при $X = 0$ получим $A_1 = y_i, A_2 = \varphi_i, A_3 = \frac{\varkappa_i}{2}$. При $X = \Delta$ с учетом найденных коэффициентов уравнение (2.28) будет иметь следующий вид

$$y_{i+1}'' = \varkappa_{i+1} = \varkappa_i + 6A_4\Delta, \quad (2.29)$$

откуда

$$A_4 = \frac{\varkappa_{i+1} - \varkappa_i}{6\Delta}. \quad (2.30)$$

С учетом сказанного выше для точки 2 (участок I) будем иметь:

$$y_2 = y_1 + \varphi_1\Delta + \frac{2\varkappa_1 + \varkappa_2}{6}\Delta^2; \quad (2.31)$$

$$\varphi_2 = \varphi_1 + \frac{\varkappa_1 + \varkappa_2}{2}\Delta. \quad (2.32)$$

Используя свойства равенства для производных включая до $(i - 1)$ порядка (для сплайнов), из уравнений (2.27) и (2.28). с учетом (2.31) и (2.32), для точки 3 (участок 2) получим:

$$y_3 = y_1 + 2\varphi_1\Delta + \frac{5\aleph_1 + 6\aleph_2 + \aleph_3}{6}\Delta^2; \quad (2.33)$$

$$\varphi_3 = \varphi_1 + \frac{\aleph_1 + 2\aleph_2 + \aleph_3}{2}\Delta. \quad (2.34)$$

Произведя аналогичные преобразования для последующих точек, можно отметить, что

$$y_i = y_1 + (i - 1)\frac{l}{n}\varphi_1 + \frac{l^2}{6n^2}\left[(3i - 4)\aleph_1 + \aleph_i + 6\sum_{j=2}^n (i - j)\aleph_j\right]; \quad (2.35)$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{l}{n}\sum_{j=2}^n \frac{\aleph_j + \aleph_{j-1}}{2}. \quad (2.36)$$

Используя уравнения (2.35) и (2.36) для неразрезных балок, можно получить, аналогичное известному из строительной механики уравнению трех моментов, «уравнение трех кривизн». Однако для использования зависимости (2.36) необходимо произвести разбиение балки на большое количество участков для обеспечения необходимой точности, поэтому рациональнее использовать уравнение (2.35) в совокупности с условием совместности работы на опоре.

Рассмотрим многопролетную неразрезную балку, показанную на рисунке 2.7 [101].

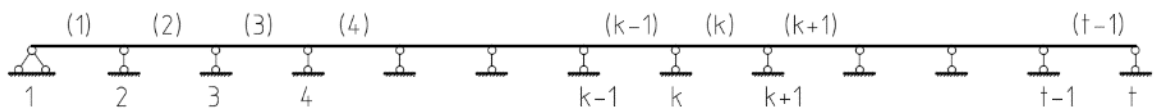
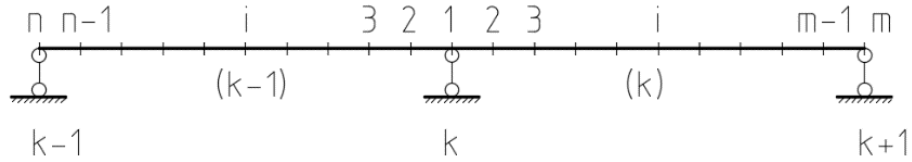


Рисунок 2.7 – Расчетная схема многопролетной неразрезной балки

Выделим два соседних пролета, примыкающих к опоре k и разобьем левый пролет на n участков, а правый – на m . Начало отсчета обозначим на опоре k . Левому пролету присвоим индекс $(k - 1)$, правому – k (рисунок 2.8).

Рисунок 2.8 – Схема разбиения на участки пролетов $(k - 1)$ и k

Для сечений с номером n пролетов $(k - 1)$ и k уравнение (2.35) будет иметь вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{(k-1),n} = y_{(k-1),1} + l_{(k-1)}\varphi_{(k-1),1} + \\ \quad + \frac{l_{(k-1)}^2}{6(n-1)^2} \left[(3n-4)\aleph_{(k-1),1} + 6 \sum_{j=2}^n (n-i)\aleph_{(k-1),i} \right]; \\ y_{k,m} = y_{k,1} + l_k\varphi_{k,1} + \frac{l_k^2}{6(m-1)^2} \left[(3m-4)\aleph_{k,1} + 6 \sum_{j=2}^m (m-i)\aleph_{k,i} \right]. \end{array} \right. \quad (2.37)$$

Учитывая, что

$$\varphi_{(k-1),1} = -\varphi_{k,1} \quad (2.38)$$

и обозначив

$$y_{(k-1),n} = y_{k-1}; \quad (2.39)$$

$$y_{(k-1),1} = y_k; \quad (2.40)$$

$$y_{k,1} = y_k; \quad (2.41)$$

$$y_{k,m} = y_{k+1}; \quad (2.42)$$

$$\aleph_{(k-1),n} = \aleph_{k-1}; \quad (2.43)$$

$$\aleph_{(k-1),1} = \aleph_k; \quad (2.44)$$

$$\aleph_{k,1} = \aleph_k; \quad (2.45)$$

$$\aleph_{k,m} = \aleph_{k+1}. \quad (2.46)$$

Преобразовав систему уравнений (2.37), получим

$$\begin{aligned}
& \frac{y_{k-1} - y_k}{l_{(k-1)}} + \frac{y_{k+1} - y_k}{l_k} + \frac{l_{(k-1)}}{6(n-1)^2} [(3n-4)\aleph_k] \\
& \quad + \frac{l_{(k-1)}}{6(n-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^n (n-i)\aleph_{(k-1),i} \right] + \\
& \quad + \frac{l_k}{6(m-1)^2} [(3m-4)\aleph_k] + \frac{l_k}{6(m-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^m (m-i)\aleph_{k,i} \right] = 0.
\end{aligned} \tag{2.47}$$

Обозначим

$$A = \frac{y_{k-1} - y_k}{l_{(k-1)}} + \frac{y_{k+1} - y_k}{l_k}; \tag{2.48}$$

$$B = \frac{l_{(k-1)}(3n-4)\aleph_k}{6(n-1)^2} + \frac{l_k(3m-4)\aleph_k}{6(m-1)^2}; \tag{2.49}$$

$$CD = \frac{l_{(k-1)}}{6(n-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^n (n-j)\aleph_{(k-1),i} \right] + \frac{l_k}{6(m-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^m (m-i)\aleph_{k,i} \right]. \tag{2.50}$$

Представив каждый пролет неразрезной балки как однопролетную балку, нагруженную дополнительно изгибающими моментами на опорах. Усилия в каждом i -том сечении пролета k определяются из уравнения:

$$M_{k,i} = \frac{M_k(m-i) + M_{(k+1)}(i-1)}{m-1} + M_{k,i}^0. \tag{2.51}$$

Учитывая, что

$$M_{k,i} = \aleph_{k,i} B_{k,i}, \tag{2.52}$$

преобразовав, получим

$$\aleph_{k,i} = \frac{\aleph_k B_k(m-i)}{B_{k,i}(m-1)} + \frac{M_{k,i}^0}{B_{k,i}}, \tag{2.53}$$

Аналогично для левого пролета

$$\aleph_{(k-1),i} = \frac{\aleph_{(k-1)} B_{(k-1)}(n-i)}{B_{(k-1),i}(n-1)} + \frac{M_{(k-1),i}^0}{B_{(k-1),i}}. \tag{2.54}$$

где $M_{k,i}^0, M_{(k-1),i}^0$ — изгибающий момент в i -том сечении пролета k и $k-1$ соответственно от внешней нагрузки как в разрезной балке.

$$M_{k,i}^0 = \frac{\vec{F}_k l_k}{(m-1)^2} P(\vec{F}_{k,i}); \quad (2.55)$$

$$M_{(k-1),i}^0 = \frac{\vec{F}_{(k-1)} l_{(k-1)}}{(n-1)^2} P(\vec{F}_{(k-1),i}). \quad (2.56)$$

Значения параметров $\vec{F}_k, \vec{F}_{(k-1)}$ и вид функций $P_k(\vec{F}_{k,i}), P_{(k-1)}(\vec{F}_{(k-1),i})$ для левого и правого пролетов соответственно зависят от характера внешней нагрузки. Так при действии на правый пролет балки сосредоточенной силы F , приложенной в узле с номером $i = i_F, \vec{F}_k = F$ и

$$P(\vec{F}_{k,i}) = (i-1)(m-i_F); \quad (2.57)$$

$$P(\vec{F}_{k,i}) = (m-i_F)(i_F-1), \quad (2.58)$$

при $i \leq i_F$ и $i > i_F$ соответственно. В случае загрузки рассматриваемого пролета равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью q

$$\vec{F}_k = 0,5ql_k; \quad (2.59)$$

$$P(\vec{F}_{k,i}) = (i-1)(m-i). \quad (2.60)$$

Отметим, что поскольку соотношение нагрузок в процессе нагружения не изменяется, можно записать в виде

$$\vec{F}_k = k_k \cdot \vec{F}, \quad (2.61)$$

где \vec{F} — значение \vec{F}_k , принятое за базовое, k_k — заданные коэффициенты.

Учитывая изложенное выше, уравнения (2.53) и (2.54) можно представить в виде

$$\aleph_{k,i} = \frac{\aleph_k B_k(m-i)}{B_{k,i}(m-1)} + \frac{\vec{F}_k l_k \cdot P(\vec{F}_{k,i})}{(m-1)^2 B_{k,i}}; \quad (2.62)$$

$$\aleph_{(k-1),i} = \frac{\aleph_{(k-1)} B_{(k-1)}(n-i)}{B_{(k-1),i}(n-1)} + \frac{\vec{F}_{(k-1)} l_{(k-1)} \cdot P(\vec{F}_{(k-1),i})}{(n-1)^2 B_{(k-1),i}}. \quad (2.63)$$

Обозначим

$$C_1 = \frac{\aleph_{(k-1)} B_{(k-1)}(n-i)}{B_{(k-1),i}(n-1)}; \quad (2.64)$$

$$C_2 = \frac{\aleph_k B_k(m-i)}{B_{k,i}(m-1)}; \quad (2.65)$$

$$D_1 = \frac{\vec{F}_{(k-1)} l_{(k-1)} \cdot P(\vec{F}_{(k-1),i})}{(n-1)^2 B_{(k-1),i}}; \quad (2.66)$$

$$D_2 = \frac{\vec{F}_k l_k \cdot P(\vec{F}_{k,i})}{(m-1)^2 B_{k,i}}. \quad (2.67)$$

Тогда, преобразовав получим

$$\begin{aligned} CD &= \frac{l_{(k-1)}}{6(n-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^{n-1} (n-i) C_1 \right] + \frac{l_k}{6(m-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^{m-1} (m-i) C_2 \right] + \\ &+ \frac{l_{(k-1)}}{6(n-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^{n-1} (n-i) D_1 \right] + \frac{l_k}{6(m-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^{m-1} (m-i) D_2 \right]. \end{aligned} \quad (2.68)$$

Отсюда

$$\begin{aligned} C &= \frac{l_{(k-1)}}{6(n-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^{n-1} (n-i) C_1 \right] + \frac{l_k}{6(m-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^{m-1} (m-i) C_2 \right] = \\ &= \frac{l_{(k-1)}}{6(n-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^{n-1} (n-i) \frac{\aleph_{(k-1)} B_{(k-1)}(n-i)}{B_{(k-1),i}(n-1)} \right] + \\ &+ \frac{l_k}{6(m-1)^2} \left[6 \sum_{j=2}^{m-1} (m-i) \frac{\aleph_k B_k(m-i)}{B_{k,i}(m-1)} \right] = \\ &= \frac{l_{(k-1)} \aleph_{(k-1)} B_{(k-1)}}{(n-1)^3} \left[\sum_{i=2}^{n-1} \frac{(n-i)^2}{B_{(k-1),i}} \right] + \frac{l_k \aleph_k B_k}{(m-1)^3} \left[\sum_{i=2}^{m-1} \frac{(m-i)^2}{B_{k,i}} \right]; \end{aligned} \quad (2.69)$$

$$\begin{aligned}
D &= \frac{l_{(k-1)}}{6(n-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^{n-1} (n-i) D_1 \right] + \frac{l_k}{6(m-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^{m-1} (m-i) D_2 \right] = \\
&= \frac{l_{(k-1)}}{6(n-1)^2} \left[6 \sum_{i=2}^{n-1} (n-i) \frac{\vec{F}_{(k-1)} l_{(k-1)} \cdot P(\vec{F}_{(k-1),i})}{(n-1)^2 B_{(k-1),i}} \right] + \frac{l_k}{6(m-1)^2} \times \\
&\times \left[6 \sum_{i=2}^{m-1} (m-i) \frac{\vec{F}_k l_k \cdot P(\vec{F}_{k,i})}{(m-1)^2 B_{k,i}} \right] = \tag{2.70} \\
&= \frac{\vec{F}_{(k-1)} l_{(k-1)}^2}{(n-1)^4} \left[\sum_{i=2}^{n-1} \frac{(n-i) \cdot P(\vec{F}_{(k-1),i})}{B_{(k-1),i}} \right] + \frac{\vec{F}_k l_k^2}{(m-1)^4} \left[\sum_{i=2}^{m-1} \frac{(m-i) \cdot P(\vec{F}_{k,i})}{B_{k,i}} \right] = \\
&= F \left\{ \frac{l_{(k-1)}^2}{(n-1)^4} \left[\sum_{i=2}^{n-1} \frac{(n-i) \cdot P(\vec{F}_{(k-1),i})}{B_{(k-1),i}} \right] + \frac{l_k^2}{(m-1)^4} \left[\sum_{i=2}^{m-1} \frac{(m-i) \cdot P(\vec{F}_{k,i})}{B_{k,i}} \right] \right\}.
\end{aligned}$$

Таким образом, с учетом принятых обозначений уравнение (2.47) можно записать в виде:

$$A + B + C + |\vec{F}|D = 0. \tag{2.71}$$

Тогда

$$|\vec{F}| = \frac{-A - B - C}{D}, \tag{2.72}$$

подставив значения параметров A, B, C, D получим

$$\begin{aligned}
|\vec{F}| &= \frac{-\frac{y_{k-1} - y_k}{l_{(k-1)}} - \frac{y_{k+1} - y_k}{l_k} - \frac{l_{(k-1)}(3n-4)\aleph_k}{6(n-1)^2} - \frac{l_k(3m-4)\aleph_k}{6(m-1)^2}}{\left\{ \frac{l_{(k-1)}^2}{(n-1)^4} \left[\sum_{i=2}^{n-1} \frac{(n-i) \cdot P(\vec{F}_{(k-1),i})}{B_{(k-1),i}} \right] + \frac{l_k^2}{(m-1)^4} \left[\sum_{i=2}^{m-1} \frac{(m-i) \cdot P(\vec{F}_{k,i})}{B_{k,i}} \right] \right\}} - \\
&= \frac{\frac{l_{(k-1)}\aleph_{(k-1)}B_{(k-1)}}{(n-1)^3} \left[\sum_{i=2}^{n-1} \frac{(n-i)^2}{B_{(k-1),i}} \right] + \frac{l_k\aleph_k B_k}{(m-1)^3} \left[\sum_{i=2}^{m-1} \frac{(m-i)^2}{B_{k,i}} \right]}{\left\{ \frac{l_{(k-1)}^2}{(n-1)^4} \left[\sum_{i=2}^{n-1} \frac{(n-i) \cdot P(\vec{F}_{(k-1),i})}{B_{(k-1),i}} \right] + \frac{l_k^2}{(m-1)^4} \left[\sum_{i=2}^{m-1} \frac{(m-i) \cdot P(\vec{F}_{k,i})}{B_{k,i}} \right] \right\}}. \tag{2.73}
\end{aligned}$$

Полученное уравнение (2.73) может применяться как для расчета двухпролетных балок, так и по аналогии с уравнением трех моментов для расчета многопролетных балок.

Как отмечалось ранее, предлагаемая методика расчета изгибаемых элементов с учетом физической нелинейности бетона позволяет достаточно достоверно определить параметры напряженно-деформированного состояния всех элементов системы на всех уровнях нагружения, включая закритическую стадию, исключая при этом влияние на расчет такого фактора, как статическая неопределимость системы. Для этого после решения системы уравнений, скорректировав жесткости до заданной точности по величине $|\vec{F}|$ из системы уравнений (2.37), изменив индексацию сечений, можно вычислить величины углов поворота на опорах, а затем по формуле (2.35) – значения прогибов в сечениях балки.

2.4 Программы расчета на ЭВМ

На основе описанной выше методики разработаны алгоритмы и написаны программы расчета для ЭВМ:

- «BALWW_1.01», предназначена для расчета однопролетных и двухпролетных железобетонных балок прямоугольного сечения с учетом возможной осадки опор, нелинейной работы бетона и арматуры, а также с учетом возможного усиления балки на задаваемом уровне силовой нагрузки. Диаграмма бетона задается степенным полиномом любой степени, арматуры – кусочно-линейной. В качестве нагрузочного параметра задается кривизна в сечении на промежуточной опоре (для однопролетной балки – угол поворота на опоре). Расчет выполняется пошагово с заданным шагом и количеством шагов. Также может быть выполнен расчет с определением максимума нагрузки, воспринимаемой балкой.

Результатами расчета балки являются величина нагрузки, воспринимаемая балкой, прогибы, кривизны, жесткости и другие параметры НДС в сечениях балки по длине. Кроме этого, определяется глубина зоны превышения предельных деформаций растяжения (трещины) и сжатия бетона (раздробление).

На каждом шаге расчета сначала производится расчет балки в предположении упругой работы. Затем по полученным значениям кривизны в сечениях определяются значения жесткостей и повторяется статический расчет. Отмеченные итерации с уточнением жесткостей повторяются до тех пор, пока разность величин нагрузок на соседних итерациях не будет превышать заданную точность по нагрузке.

При пошаговом расчете, учет работы системы усиления выполняется после превышения полученной величины нагрузки, действующей на балку, той, что задается в исходных данных как нагрузка в момент усиления.

Кроме нелинейного расчета с целью сопоставления выполняется упругий расчет при тех же геометрических параметрах балки, а в качестве модуля упругости бетона принимается величина первого коэффициента диаграммы деформирования – модуль упругости бетона.

Для визуализации результатов расчета разработаны файлы `balka3D.plt` и `balka3D+UPR.plt` для просмотра в графической среде GNUPLOT объемных графиков моментов, жесткостей и деформаций верхней и нижней граней, демонстрации зон образования трещин и раздробления бетона для одного из сечений балки для упругого и нелинейного расчета (рисунок 2.9).

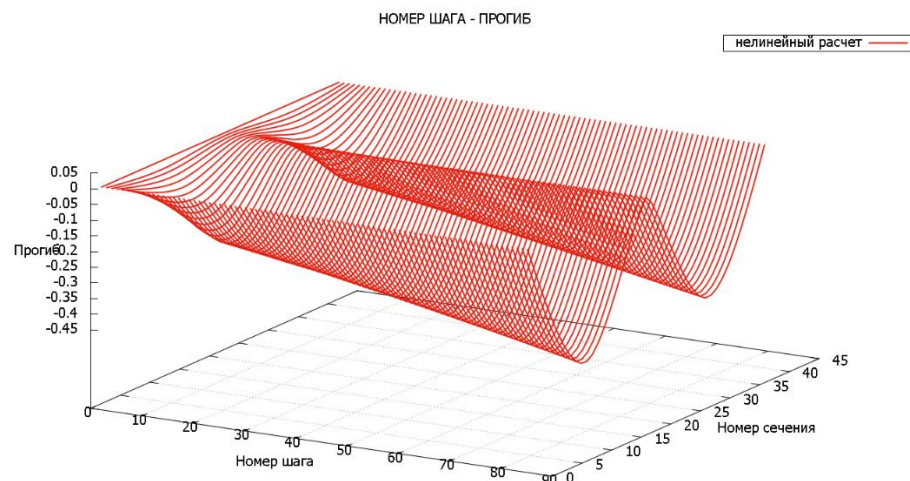


Рисунок 2.9 — 3D График зависимости нагрузка-прогиб на различных этапах деформирования

Также для визуального анализа и сопоставления результатов расчетов разработан файл GrISX1.plt, формирующий различные графики параметров НДС в графической среде GNUPLOT (рисунок 2.10).

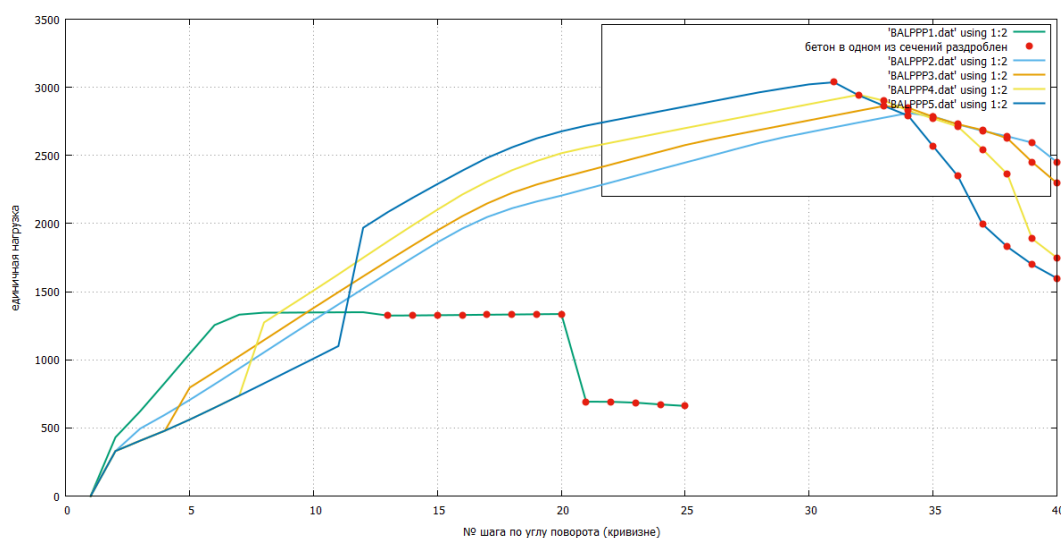


Рисунок 2.10 — Графики зависимости нагрузка-шаг по кривизне на промежуточной опоре (части графиков, выделенные красными точками – разрушение бетона сжатой зоны)

Кроме того, по результатам расчета создаются анимированные отображения работы балки (изменения прогибов, кривизн, моментов, жесткостей) с учетом полученных результатов в расчетном диапазоне (рисунки 2.11 – 2.12).

На анимациях отображаются также схема нагружения и армирования балки, эпюры деформаций в одном из сечений, зоны раздробленного бетона и бетона с трещинами, график и текущее значение нагрузки, эпюра прогибов (кривизн, моментов, жесткостей).

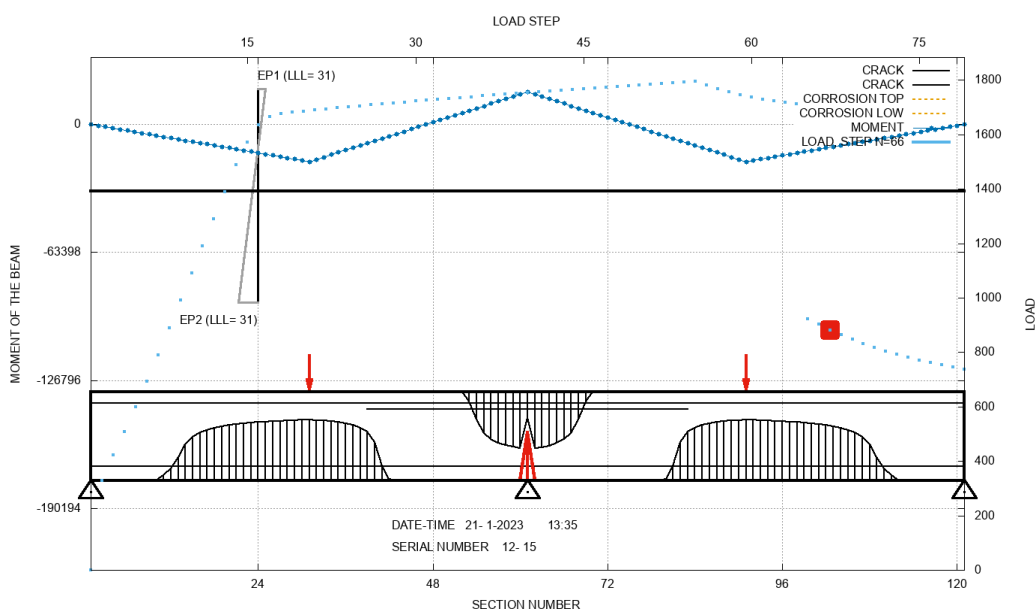


Рисунок 2.11 — Стоп-кадр анимации изменения изгибающих моментов усиленной балки при пошаговом изменении кривизны на промежуточной опоре

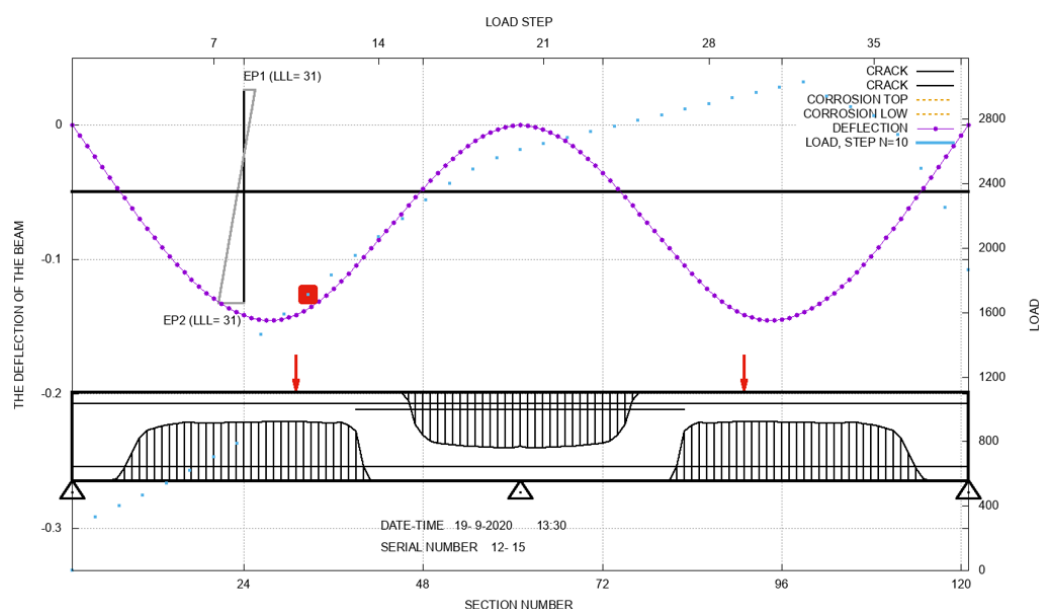


Рисунок 2.12 — Стоп-кадр анимации изменения прогибов усиленной балки при пошаговом изменении кривизны на промежуточной опоре

- «**ММХХ_1.02**», предназначена для определения параметров напряженно-деформированного состояния прямоугольного железобетонного сечения (момента, деформаций на верхней - ε_{p1} и нижней грани сечения - ε_{p2} , его жесткости) по заданной кривизне

Программа «**ММХХ_1.02**» дает возможность выполнять расчет с учетом физической нелинейности бетона с учетом реальных диаграмм деформирования арматуры.

Алгоритм работы построен на реализации метода заданных деформаций, где в качестве исходного параметра задается кривизна сечения, а в качестве неизвестного выступает момент в сечении. Такой подход позволяет определять параметры напряженно-деформированного состояния во всей области работы сечения, включая закритическую. Расчет сечения реализуется как для положительных, так и отрицательных значений кривизны и моментов.

В программе «**ММХХ_1.02**» предусмотрена возможность выполнять расчет сечений, усиленных при достижении заданных деформаций нижней грани ε_{p2} и кривизны κ .

Расчет выполняется пошагово при последовательном увеличении значений кривизны. Начальная кривизна, шаг по кривизне, количество шагов задается в исходных данных. Имеется возможность выполнить расчет при одном значении кривизны или определять максимальный момент, воспринимаемый сечением.

Результаты расчета отображаются на экране, также формируются файлы результатов расчета для графической среды GNUPLOT (рисунок 2.13).

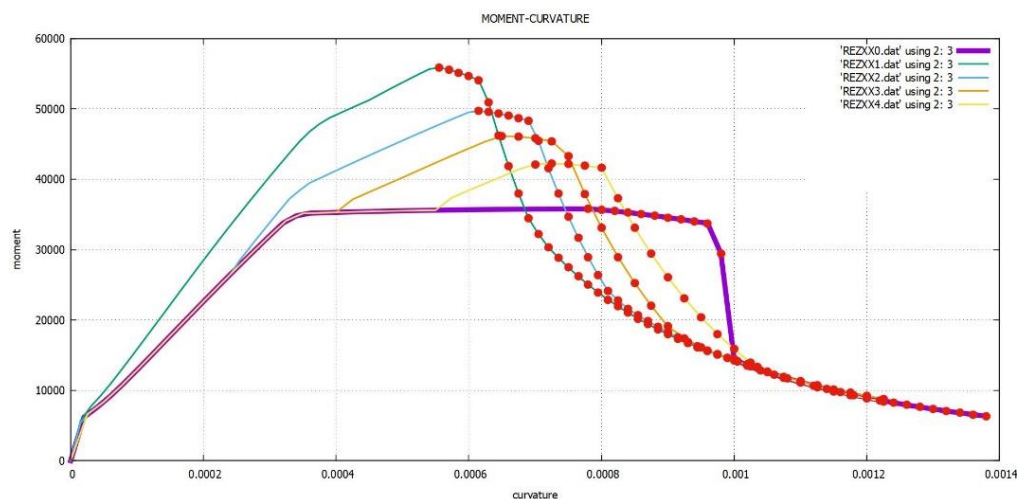


Рисунок 2.13 — Графики зависимости момент – кривизна расчетных сечений

- «**BALWW_UPR_1.01**», позволяющая определять величину вертикальной нагрузки, моментов, прогибов и кривизны в сечениях однопролетной и двухпролетной неразрезной балки переменной жесткости от внешнего воздействия, задаваемого в виде кривизны на средней опоре (для однопролетной – угол поворота на опоре). Программа «**BALWW_UPR_1.01**» также позволяет учитывать деформационное воздействие в виде осадок опор.

Результаты расчета отображаются на экране, также формируются файлы результатов расчета для графической среды GNUPLOT (рисунки 2.14 – 2.15).

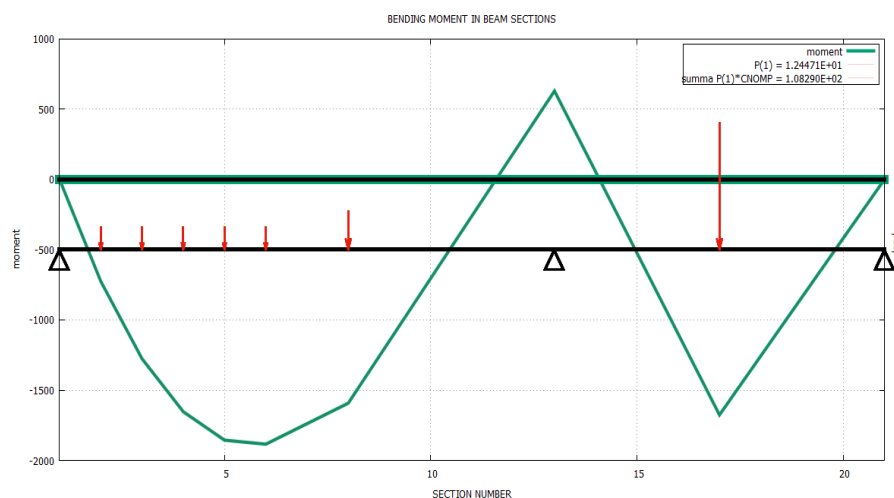


Рисунок 2.14 — Эпюра изгибающих моментов двухпролетной балки переменной жесткости

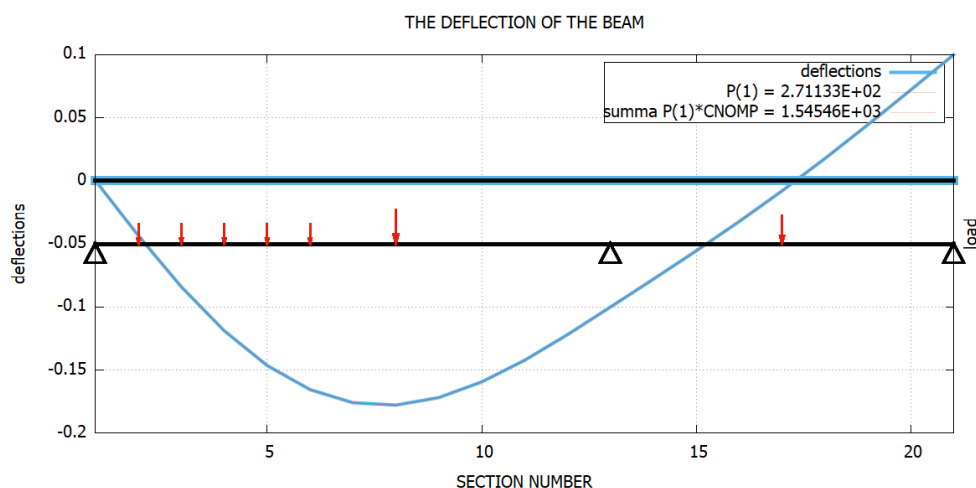


Рисунок 2.15 — Эпюра прогибов двухпролетной балки переменной жесткости

- «ISXMM_1.01», предназначена для анализа и проверки корректности исходных данных в графическом виде. Программа «ISXMM_1.01» выполняет чтение исходных данных о параметрах бетона и арматуры, а также данные об усилении сечения железобетонной балки, на основании которых формируются диаграммы состояния бетона и арматуры до и после усиления.

Может использоваться как самостоятельно, так и в ходе подготовки данных для программы «MMXX_1.01» и программы «BALWW_1.01».

Результаты расчета отображаются на экране, также формируются файлы результатов расчета для графической среды GNUPLOT (рисунок 2.16).

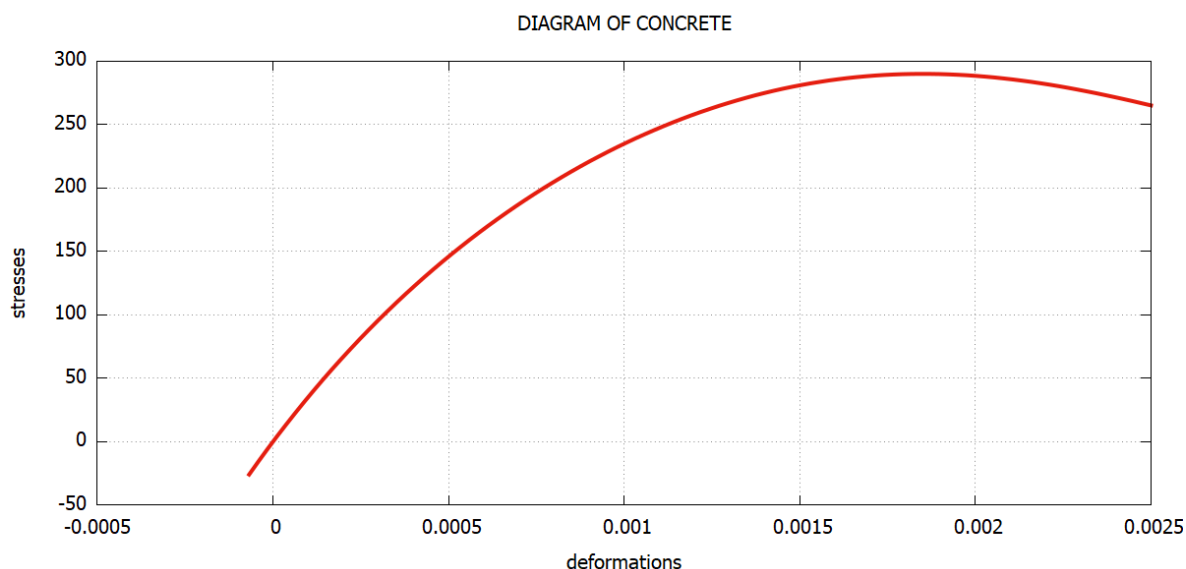


Рисунок 2.16 – Диаграмма деформирования бетона

Ознакомиться с работой программ можно на сайте <https://disk.yandex.ru/d/eNkPQYkuW6isQw> в каталоге ДИСК 11_24.06.2024\sig-eps стали ПОЛНАЯ\1 + 2 пролета (ООО "Строительная Экспертиза").

2.5 Выводы

1. Разработана методика определения напряженно-деформированного состояния сечений железобетонных изгибаемых элементов, усиленных углепластиком под нагрузкой, с учетом полной диаграммы деформирования бетона на всех стадиях работы конструкции, в том числе и за критической с учетом уровня НДС (нагрузки), при котором проводилось усиление.
2. Разработана методика статического расчета двухпролетной балки переменной жесткости методом заданных деформаций.
3. Разработана методика расчета неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой, в основе которой лежит метод заданных деформаций, реализованный путем аппроксимации изогнутой оси балки кубическим сплайном. Данная методика позволяет выполнять расчет внешне усиленных полимеркомпозиционными материалами неразрезных железобетонных балок с различным видом нагружения, величиной пролетов, количеством участков в пролетах, в том числе определять параметры НДС любого сечения по всей их длине на всех этапах работы.

4. Принятый в представленной выше методике подход «от кривизны к моменту» существенно улучшает сходимость итерационного процесса при расчете неразрезных балок, особенно на высоких уровнях нагружения, поскольку здесь значительным изменениям кривизны соответствуют небольшие изменения моментов. Таким образом, данный алгоритм позволяет определять параметры НДС сечений в том числе и в закритической области, что актуально при организации итерационных расчетов статически неопределимых железобетонных балок, т.к. приводит к стабилизации итерационного процесса и исключению его «раскачки».

5. Разработанные алгоритм и программа расчета прочности нормальных сечений и деформативности однопролетных и двухпролетных железобетонных балок, позволяют варьировать большим диапазоном исходных данных, включая «НДС сечения в момент усиления» и анализировать получаемые результаты в цифровом, графическом и анимационном виде.

6. Разработаны вспомогательные программы для графического контроля исходных данных, определения параметров НДС усиленных сечений, статического расчета по методу заданных деформаций однопролетных и двухпролетных железобетонных балок

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕРАЗРЕЗНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ УГЛЕПЛАСТИКОМ ПОД НАГРУЗКОЙ

3.1 Цели и задачи исследований

С целью обоснования применимости методики расчета прочности и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой, запланировано проведение экспериментальных исследований неразрезных двухпролетных железобетонных балок, усиленных внешним армированием из углепластика при различных уровнях нагрузки.

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

— разработать методику проведения экспериментальных исследований неразрезных двухпролетных железобетонных балок;

— изучить влияние уровня нагрузки усиления на прочность нормальных сечений двухпролетных неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком;

— изучить влияние уровня нагрузки усиления на деформативность двухпролетных неразрезных железобетонных балок, внешне армированных углепластиком;

— исследовать влияние уровня нагрузки усиления на характер перераспределения изгибающих моментов двухпролетных неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком.

3.2 Экспериментальные исследования двухпролетных неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой

Для исследования прочности и деформативности, а также характера перераспределения усилий неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой, были проведены испытания опытных образцов — 15-ти двухпролетных балок пяти серий, по три образца в каждой.

Для решения поставленных задач была разработана программа проведения эксперимента, включающая в себя следующие этапы:

- испытание стандартных образцов для определения физико-механических характеристик материалов (бетон, арматура, углепластик);
- испытание эталонных не усиленных двухпролетных неразрезных железобетонных балок (серия БМ);
- испытание двухпролетных неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком без предварительного нагружения, путем приклеивания его к растянутой зоне в пролетах с U-образной анкерровкой (серия БМУ);
- испытание двухпролетных неразрезных железобетонных балок, усиленных при 30%; 50% и 70% от разрушающей нагрузки эталонных балок (соответственно серия БМУ В, БМУ Г и БМУ Д).

3.2.1 Конструкция опытных образцов

Конструкция опытных образцов, схема их армирования и усиления представлены на рисунках 3.1 и 3.2 соответственно.

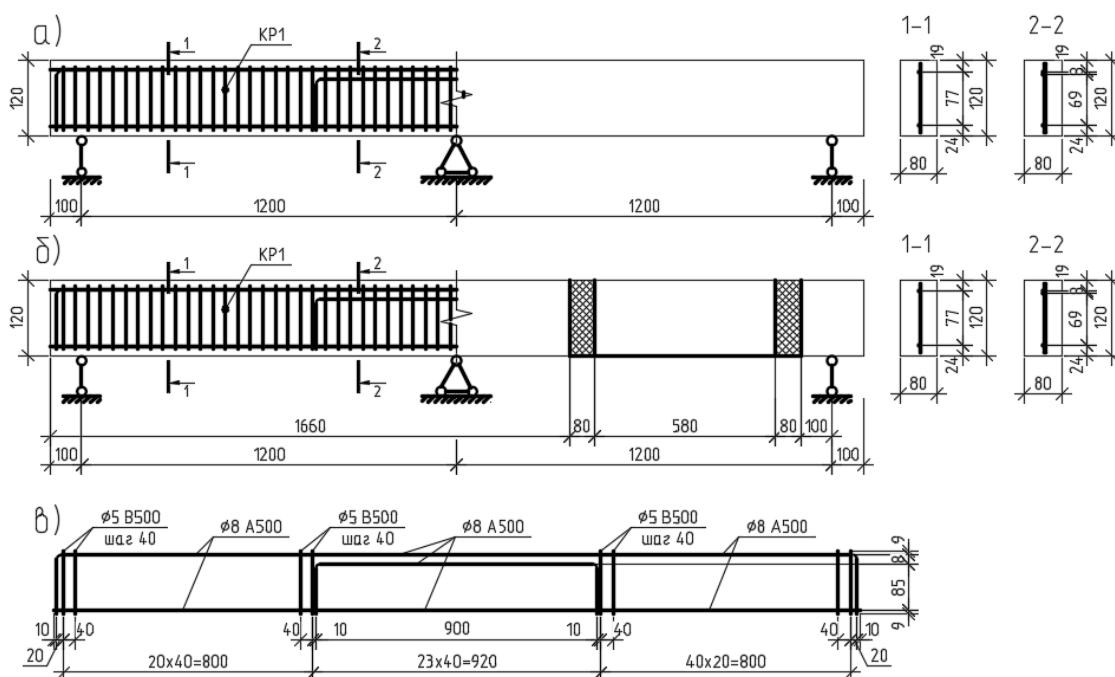


Рисунок 3.1 — Схема армирования опытных образцов:

- а) эталонный образец - серия БМ; б) усиленный образец - серии БМУ Б; БМУ В; БМУ Г; БМУ Д; в) каркас КР-1.

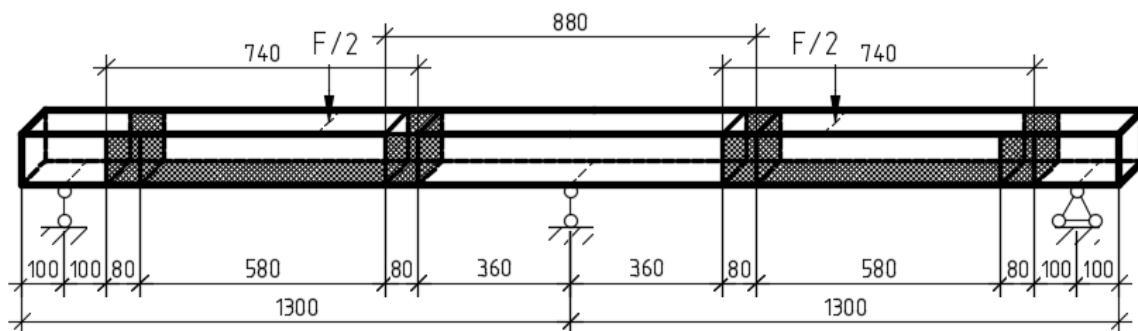


Рисунок 3.2 — Схема усиления опытных образцов

Для армирования опытных образцов использовались плоские сварные каркасы (рисунок 3.1в), изготовленные из стальной горячекатаной арматуры класса А500 \varnothing 8 мм (продольное армирование) и холоднотянутой проволоки из низкоуглеродистой стали класса Вр500 \varnothing 5 мм (поперечное армирование).

Кроме того, перед изготовлением каркасов все арматурные стержни были осмотрены на наличие дефектов и коррозионных повреждений.

Бетон был принят класса по прочности на сжатие В30 и был изготовлен в заводских условиях. Состав бетонной смеси приведен в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Состав бетонной смеси

Класс бетона по прочности на сжатие	Расход материалов на приготовление образцов, кг				
	Цемент М500	Песок	Щебень 5-20	Вода	Пластификатор Полипласт СП-1
В30	460	710	1050	200	6,44

Все опытные образцы изготавливались в специализированной лаборатории кафедры Строительства и городского хозяйства, БГТУ им. В. Г. Шухова.

Укладка бетонной смеси в опалубку осуществлялась согласно технологии производства монолитных железобетонных конструкций. Все опытные образцы, включая и кубы, и призмы, бетонировалась за один замес.

После формования балки, кубы и призмы были выдержаны 28 суток при нормальных температурно-влажностных условиях твердения.

В качестве материала усиления был использован однонаправленный углеродный холст на основе высокопрочного углеродного волокна со стеклянной

нитью утка́ марки FibARM 530/300 с прочностью на растяжение 4900 МПа и модулем упругости 245 000 МПа. В роли адгезива принят клей на основе эпоксидной смолы FibArm Resin 530+, со следующими характеристиками:

- прочность сцепления (адгезия по бетону В50 и менее) не менее 2,0 МПа (разрушение по бетону);
- прочность при сдвиге образцов клея, при выдержке в течение 7 дней при температуре 23°C, не менее 10 МПа.

3.2.2 Методика экспериментальных исследований

Для проведения экспериментальных исследований был разработан и изготовлен испытательный стенд. Схема стенда без оснастки приведена на рисунке 3.3.

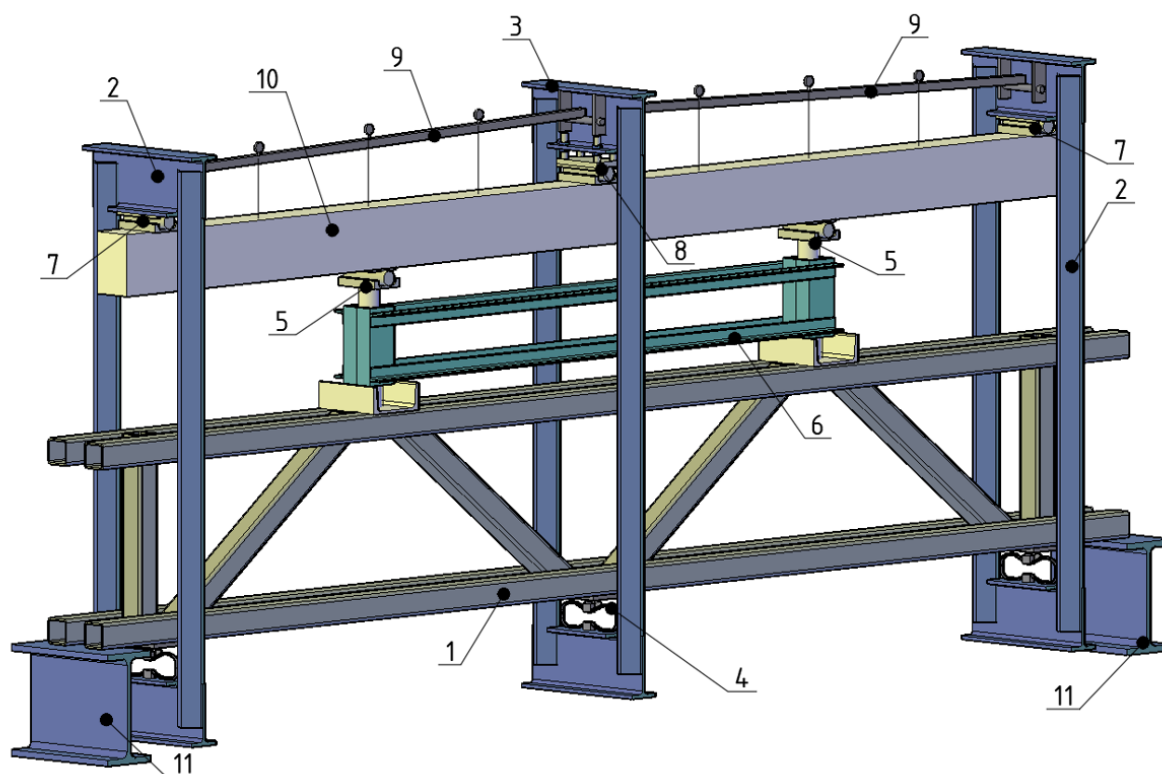


Рисунок 3.3 — Схема испытательной установки:

1 – опорная рама в виде металлической фермы; 2 – силовая траверса (тяж); 3 – силовая траверса с регулируемой опорой; 4 – динамометры типа «ДОСМ»; 5 – гидравлические домкраты; 6 – распределительная траверса; 7 – катки с распределительными плитами; 8 – регулируемая опора; 9 – планки для крепления индикаторов часового типа; 10 – испытуемый образец; 11 – опорный столик.

Испытательный стенд работает следующим образом.

На силовую раму 1, смонтированную на опорах 11 устанавливаются гидравлические домкраты 5 с заранее закрепленными опорами. Далее на них располагается исследуемый образец 10.

Затем на него устанавливаются силовые траверсы 2 и 3 вместе с опорами 7 и 8. На нижнюю часть траверс монтируются динамометры 4 типа «ДОСМ», позволяющие раскрыть статическую неопределимость испытуемого образца. Динамометры 4 устанавливаются на сферический шарнир, благодаря чему выполняется центрирование траверсы относительно испытываемого образца. Изгибаемый элемент поджимается двумя силовыми траверсами 2, после чего посредством регулируемой опоры 8 происходит включение силовой траверсы 3.

Гидравлические домкраты 5 через стальные опоры упираются в исследуемый образец создавая точечную нагрузку. Далее закрепляются планки 9 с цифровыми индикаторами часового типа для определения перемещений (прогибов), а также производится установка оставшихся приборов необходимых для анализа НДС неразрезной балки.

Расположение опытного образца растянутой пролетной частью вверх, принято для удобства выполнения усиления полимеркомпозиционными материалами, в том числе и под нагрузкой. Контроль усилия в домкратах производится через манометр высокой точности.

Измерение продольных деформаций бетона сжатой и растянутой зон выполнялось с помощью цифровых индикаторов часового типа GB/T 18761 с диапазоном измерения 0-12,7 мм и точностью 0,001 мм при базе измерения 150 мм, подключенных к компьютеру посредством цифрового коммутатора, с возможностью одновременного опроса всех индикаторов и выводом данных на компьютер в реальном времени.

Кроме того, продольные деформации бетона, стальной арматуры и углепластика фиксировались с помощью тензорезисторов с сопротивлением 120 Ом и базой 50 мм и 20 мм соответственно, установленных на верхнем и нижнем

фибровом волокне, растянутой арматуре и углепластике в середине каждого пролета и на промежуточной опоре.

Схема приложения нагрузки на испытываемую неразрезную балку приведена на рисунке 3.4.

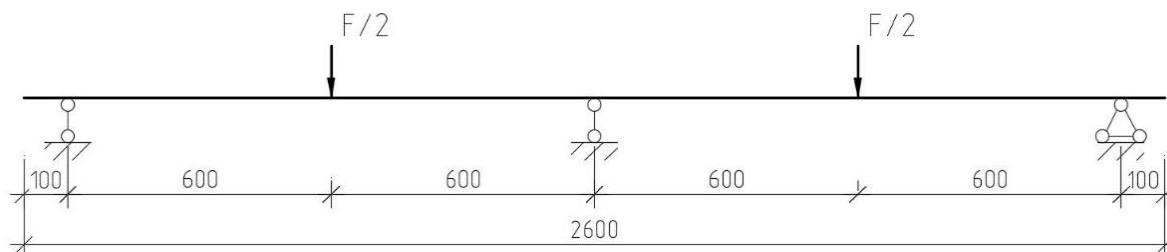


Рисунок 3.4 — Схема приложения нагрузки

Для определения прогибов использовались цифровые индикаторы часового типа GB/T 18761 с диапазоном измерения 0 – 12,7 мм и точностью 0,001, закрепленные на жестких планках, установленных на опорах. Приборы были установлены в трех точках каждого пролета. Снятие показаний происходило на каждом этапе испытания образца. На этапе разрушения также производилась одновременная видео фиксация показаний манометра и цифровых индикаторов, фиксирующих прогиб.

Схема установки приборов приведена на рисунке 3.5.

Следует отметить, что после усиления в середине каждого пролета дополнительно устанавливались тензорезисторы с базой 20мм фиксирующие деформации углепластика.

Методика проведения экспериментальных исследований аналогична [99, 161] и включала в себя три этапа.

Первый этап включал подготовку и исследование контрольных образцов. Контрольные испытания прочности бетонных кубов на сжатие выполнялись в соответствии с ГОСТ 10180 при помощи универсальной испытательной машины WEW 600D. Контрольные испытания бетонных призм проводились по ГОСТ 24452-80 гидравлическом прессе П-125.

В основе определения механических характеристик арматуры и углепластика лежит методика, изложенная в нормативных документах. Подготовленные образцы

арматуры и углепластика также исследовались в универсальной испытательной машины WEW 600D.

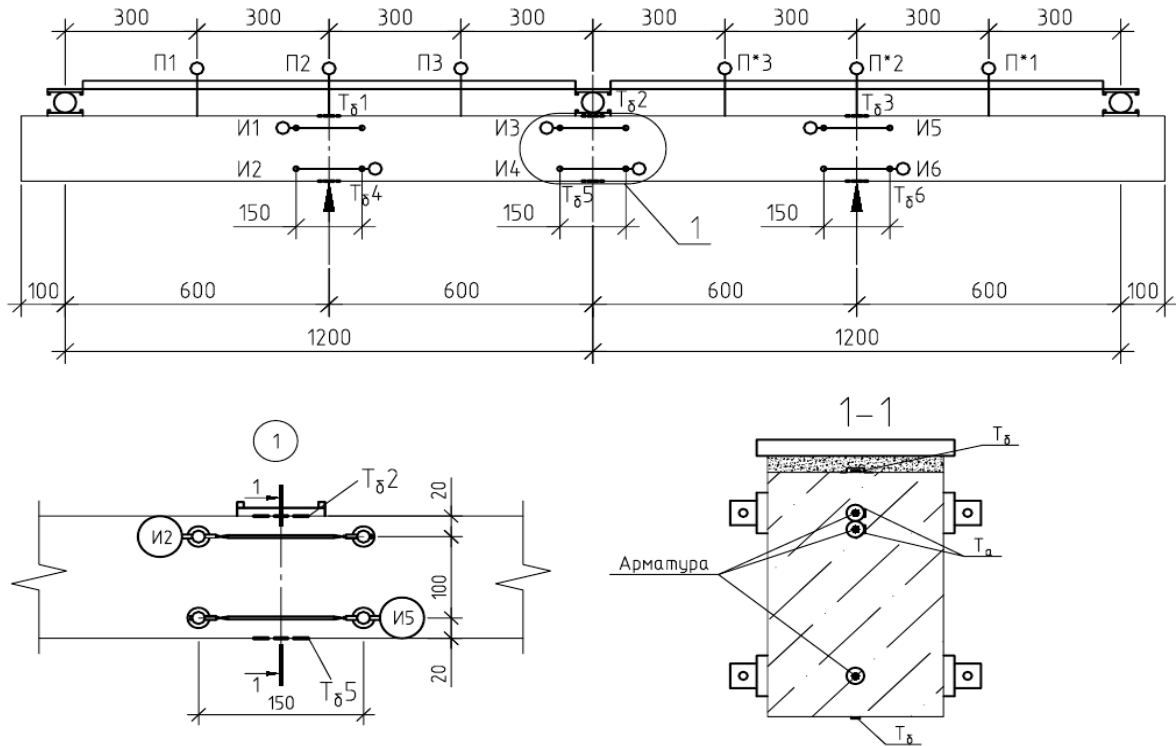


Рисунок 3.5 — Схема установки приборов:

П1, П2, П3, П*1, П*2, П*3– цифровые индикаторы, фиксирующие вертикальные перемещения;
 И1-И6– цифровые индикаторы установленные на боковой поверхности;
 Тδ1- Тδ6– тензорезисторы с базой 50мм; Т_а–тензорезисторы с базой 20мм

Второй этап заключался в подготовке неразрезных балок к испытанию. Для этого все образцы осматривались на наличие неровностей, сколов, производились измерения реальных геометрических размеров в нескольких местах, с последующим взвешиванием исследуемого образца. Затем балка устанавливалась на испытательный стенд, где выполнялись разметка и последующая установка измерительных приборов.

На третьем этапе экспериментального исследования проводилось непосредственно испытание двухпролетных неразрезных балок.

Эталонные балки серии «БМ» нагружались поэтапно вплоть до разрушения.

Балки серии «БМУ», усиливались углепластиком без предварительного нагружения по описанной ранее схеме. Затем нагружались поэтапно вплоть до разрушения.

Балки серий «БМУ В», «БМУ Г» и «БМУ Д» усиливались углепластиком под нагрузкой, составляющей 30%, 50% и 70% соответственно от разрушающей нагрузки эталонных балок, и нагружались поэтапно вплоть до разрушения.

Выполнение работ по усилению углепластиком выполнялось в соответствии с требованиями существующих норм [105].

Поверхность конструкции в местах применения внешнего армирования была очищена и зашлифована абразивным инструментом для придания ровности и шероховатости.

После выравнивания поверхность была обеспылена с помощью промышленного пылесоса.

Подготовка углепластиковой ленты включала нескольких этапов. Лента разматывалась из рулона и размещалась на монтажном столе. Затем проводилась разметка отрезков лент требуемой длины согласно методике экспериментальных исследований.

На обезжиренную поверхность испытываемой конструкции в местах крепления углепластика наносился клеевой состав.

В последующем укладывали углеродные ленты, а затем поверх лент наносили эпоксидный клей и равномерно его распределяли с помощью резинового прижимного валика.

Нагружение опытных образцов выполнялось поэтапно с шагом около 5% от теоретической разрушающей эталонных образцов до начала трещинообразования, и 10% – после. Время выдержки образца на каждом этапе составляло 10 минут. При этом в начале и в конце каждого этапа производилась фиксация показаний всех индикаторов, а также выполнялся опрос тензорезисторов. Каждое испытание происходило в 14—18 этапов.

За 1–2 этапа до предполагаемого разрушения, цифровые индикаторы, установленные на боковые грани, демонтировались. Следует отметить усиление

образцов серий «БМУ В», «БМУ Г» и «БМУ Д» происходило после «стабилизации» их НДС, т.е. образцы выдерживались под нагрузкой до тех пор, пока показания манометра и цифровых индикаторов не перестанут меняться.

На рисунке 3.6 представлены фото испытаний эталонного и усиленного образцов.



Рисунок 3.6 — Общий вид испытаний эталонного и усиленного опытного образцов

3.3 Результаты испытаний стандартных образцов бетона, стальной арматуры и углепластика

3.3.1 Определение прочностных и деформативных характеристик бетона

Для описания фактического напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним армированием из углепластика, необходимо определить действительные механические характеристики материалов конструкций.

В экспериментальных исследованиях для двухпролетных неразрезных балок использовался бетон класса по прочности на сжатие В30. Для контроля и корректировки характеристик бетона неразрезных балок было изготовлено 5 образцов в виде призм с размерами 100x100x400 мм и 6 образцов в виде кубов с размером ребра 100мм.

Контрольные испытания прочности образцов бетона (кубов) на сжатие проводились в соответствии с ГОСТ 10180 на универсальной испытательной машине WEW 600D со средней скоростью нарастания нагрузки 5кН/с.

Испытание образцов бетона на сжатие представлено на рисунке 3.7.

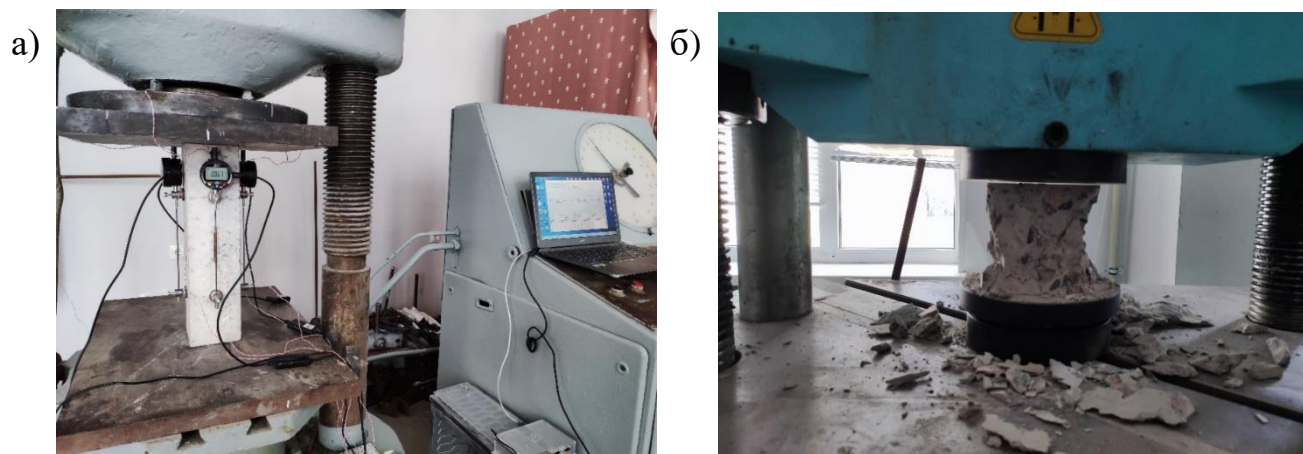


Рисунок 3.7 — Испытание образцов бетона на сжатие:

а – призма; б – куб

Результаты испытаний опытных образцов кубов бетона представлены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Результаты испытаний опытных образцов бетона

Характеристика образцов бетона (куб)	Номер образца				
	1	2	3	4	5
1	2	3	4	5	6
Разрушающая нагрузка P , кН	412.72	399.148	386.26	436.167	406.193
Кубиковая прочность R , МПа	39.21	37.92	36.69	41.44	38.59
Средняя кубиковая прочность \bar{R} , МПа	38.77				
Предельное сопротивление центральному сжатию R_b , МПа	27.97				
Начальный модуль упругости при сжатии, E_b , МПа	27488				

В соответствии с ГОСТ 10180 для определения кубиковой прочности бетона на сжатие R при испытании бетонных кубов с размером ребра 100мм учитывался масштабный коэффициент $\alpha=0,95$.

Предельное сопротивление бетона центральному сжатию R_b , призмная прочность бетона, необходимое для расчета конструкций по прочности, определялось следующим образом:

$$R_b = \bar{R}(0.77 - 0.00125 \bar{R}), \quad (3.1)$$

где \bar{R} – среднее значение кубиковой прочности бетона на сжатие экспериментальных образцов.

Контрольные испытания образцов призм на сжатие для определения призмной прочности и нахождения зависимости « σ - ε » проводились в соответствии с ГОСТ 24452 на гидравлическом прессе ПММ 125. Перед началом испытаний производилась тщательная центровка образца в прессе. Нагружение призм осуществлялось поэтапно с выдержкой 7 минут. Показания деформаций на гранях снимались в начале и конце каждого этапа. На основании полученных данных испытания образцов призм построены опытные зависимости « σ - ε », приведенные на рисунке 3.8.

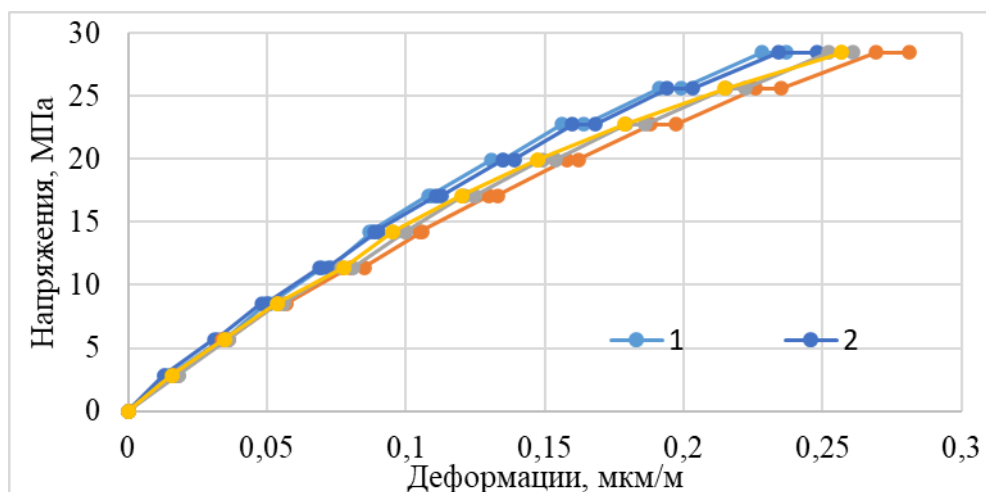


Рисунок 3.8 — Опытная диаграмма сжатия бетона

3.3.2 Определение механических свойств стальной арматуры

Значения характеристик прочности и деформаций металлической арматуры определялись на основании диаграмм « σ_s - ε_s », которые были получены из испытаний стандартных образцов арматурных стержней на растяжение.



Рисунок 3.9 — Вид образцов металлической арматуры до и после испытания

Для определения механических характеристик арматуры было отобрано 3 образца диаметром 8 мм класса А500. Длина образцов составляла 400 мм.

Испытания стальных стержней на растяжение проводились в соответствии с ГОСТ 12004 при помощи универсальной испытательной машине WEW 600D со средней скоростью нагружения равной 0,05 кН/с (рисунок 3.10).

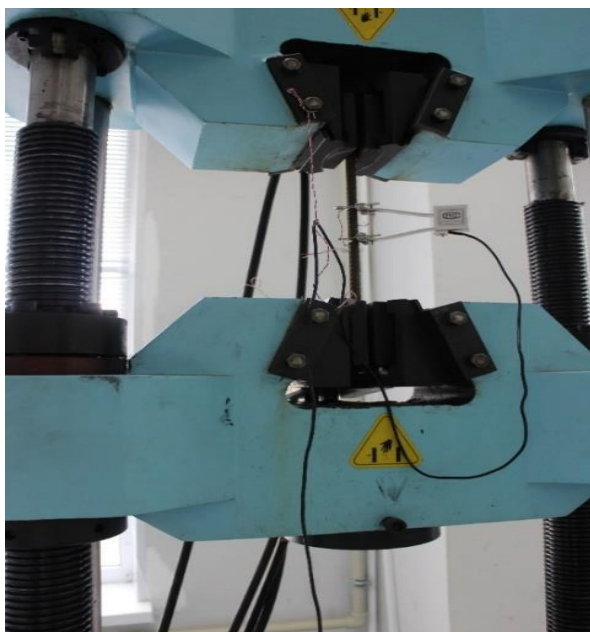


Рисунок 3.10 — Испытание образца арматуры на растяжение

Величина абсолютного удлинения образцов при растяжении определялась при помощи цифрового экстензометра марки YU-10/50 на установленной базе 50мм.

Результаты испытаний стандартных образцов арматуры на растяжение приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Средние значения механических характеристик арматурной стали по прочности на растяжение

Класс арматуры	Временное сопротивление σ_u , МПа	Предел текучести σ_y , МПа	Модуль упругости E_s , МПа	Относительное удлинение при разрушении δ , %
1	2	3	4	5
A500	661,2	573,5	204822,6	16,14

Усредненная диаграмма « σ_s – ε_s » опытных образцов арматурной стали, приведена на рисунке 3.11.

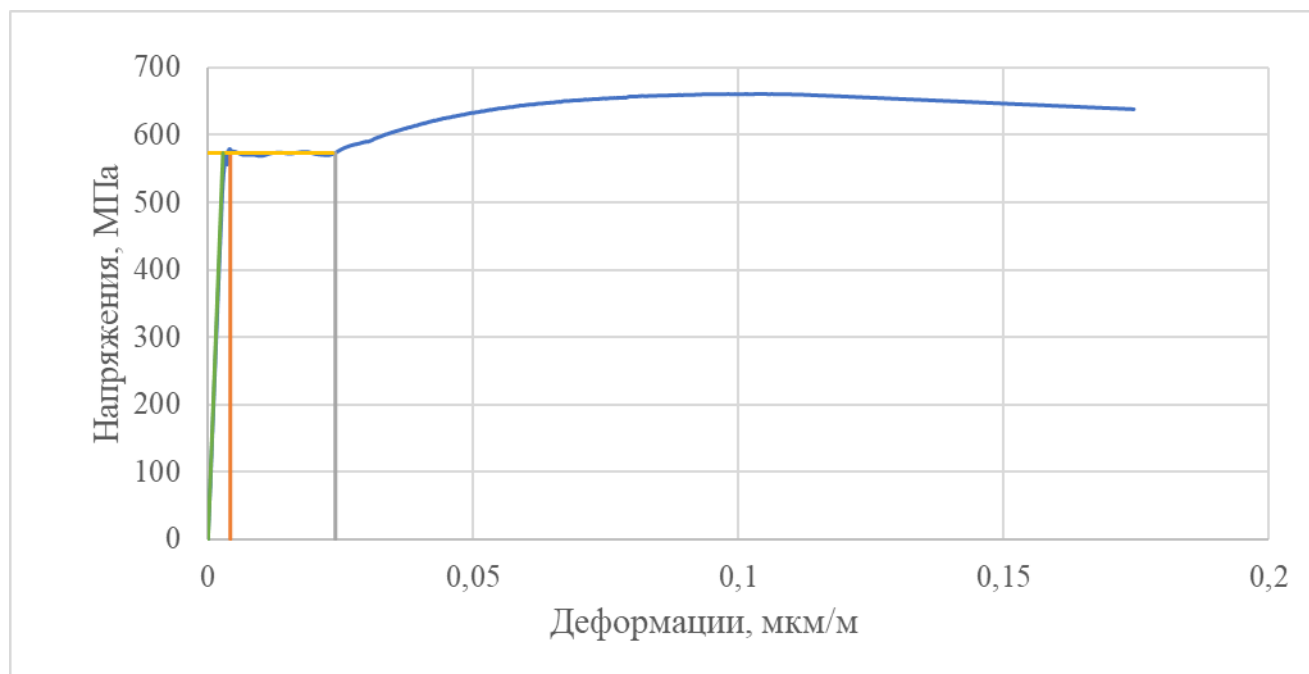


Рисунок 3.11 — Диаграмма растяжения арматуры класса по прочности на растяжение A500

3.3.3 Определение механических свойств углепластика

Для определения механических свойств углепластика было подготовлено 4 образца в виде полос прямоугольного сечения длиной 300мм с закрепленными на концах накладками, позволяющими избежать проскальзывание ламината углепластика в захватах разрывной машины.

Перед испытанием образцы однонаправленного высокопрочного углеродного волокна марки FibARM 530/300 пропитывались адгезивом на основе

эпоксидной смолы марки FibARM Resin 530+ (рисунок 3.12) и выдерживались при нормальных температурно-влажностных условиях в лаборатории БГТУ им. В.Г. Шухова.

Испытания образцов проводились в соответствии с ГОСТ 25.601-80 при помощи универсальной испытательной машины WEW 600D. Для измерения деформаций образцов при растяжении использовался цифровой экстензометр марки YU-10/50 установленный на базе 50 мм (рисунок 3.13).

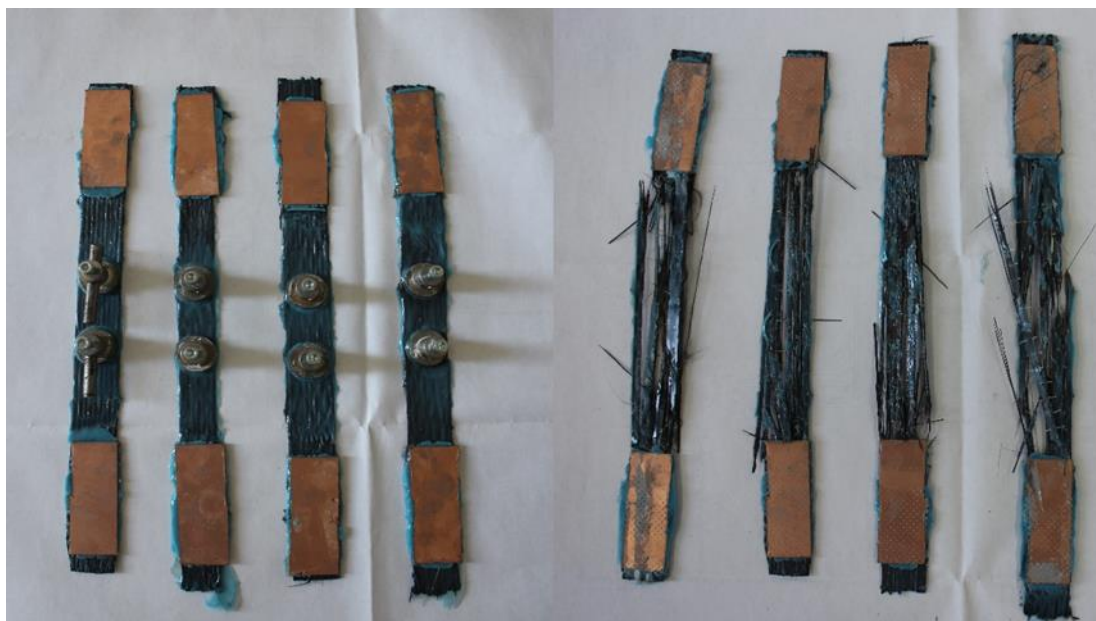


Рисунок 3.12 — Вид образцов углепластика до и после испытания



Рисунок 3.13 — Испытание образца углепластика на растяжение

Для определения предела прочности при растяжении R_f и относительного удлинения образец равномерно нагружали с заданной скоростью вплоть до разрушения. Для определения модуля упругости E_f образец равномерно с заданной скоростью нагружали в пределах начального линейного участка диаграммы деформирования, фиксируя изменение продольной деформации образца в зависимости от нагрузки.

Результаты испытаний стандартных образцов углепластика на растяжение после статистической обработки приведены в таблице 3.4.

Таблица 3.4 – Средние значения механических характеристик углепластика на основе углеродного волокна FibARM 530/300 по прочности на растяжение

Тип углеволокна	Предел прочности при растяжении R_f , МПа	Модуль упругости при растяжении E_f , ГПа	Относительное удлинение при разрушении δ , %
1	2	3	4
Углеволокно марки FibARM 530/300	3441	197	1,12

Усредненная диаграмма « $\sigma_f - \varepsilon_f$ » опытных образцов углепластика на основе волокна марки FibARM 530/300, приведена на рисунке 3.14.

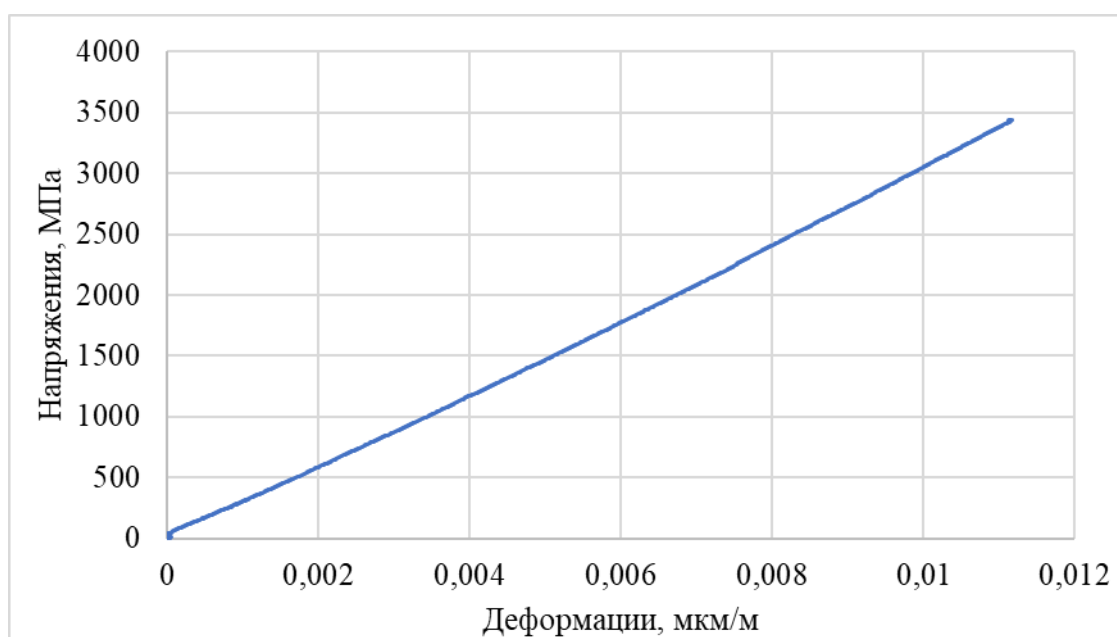


Рисунок 3.14 — Диаграмма растяжения углепластика на основе углеродного волокна марки FibARM 530/300

3.4 Результаты экспериментальных исследований двухпролетных неразрезных железобетонных балок

Все опытные образцы были доведены до разрушения. По результатам экспериментального исследования средняя разрушающая нагрузка эталонных неразрезных балок без усиления (серия БМ) составила 35,3кН, усиленных без предварительного нагружения – 47,07кН (серия БМУ), а усиленных при 30%, 50% и 70% от разрушающей нагрузки эталонных балок (серии БМУ В, БМУ Г и БМУ Д соответственно) – 47,52кН, 50,99кН, 51,96кН (рисунок 3.15).



Рисунок 3.15 – Общий вид испытания эталонного и усиленного опытных образцов

Разрушение всех опытных образцов происходило по нормальным сечениям в пролете или на опоре в зоне действия максимальных моментов, вследствие, текучести растянутой арматуры или раздробления бетона сжатой зоны в зависимости от параметров армирования и усиления (рисунок 3.16).



Рисунок 3.16 — Характер разрушения образцов серии БМ

Внешний вид неразрезных балок после разрушения приведен на рисунке 3.17.



Рисунок 3.17 — Внешний вид балок после разрушения

Прочностные характеристики экспериментальных балок, полученные в ходе экспериментальных исследований, приведены в таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Прочностные характеристики экспериментальных балок

Серия образцов	Разрушающая нагрузка F_{ult} , кН		Разрушающий момент, кНм			
	Опытное значение F_{ult}^{exp}	Среднее опытное значение \bar{F}_{ult}^{exp}	Опытное значение момента в пролетах балки $M_{пр.1}^{exp}/M_{пр.2}^{exp}$	Среднее опытное значение моментов в пролете $\bar{M}_{пр.1}^{exp}/\bar{M}_{пр.2}^{exp}$	Опытное значение моментов на опоре $M_{оп}^{exp}$	Среднее опытное значение моментов на опоре $\bar{M}_{оп}^{exp}$
1	2	3	4	5	6	7
БМ	35,15	35,30	2,93/2,72	2,94/2,73	4,91	4,93
	35,72		2,97/2,76		4,99	
	35,03		2,92/2,71		4,89	
БМУ	47,10	47,07	5,14/4,83	5,14/4,83	4,13	4,13
	46,95		5,13/4,82		4,12	
	47,16		5,15/4,84		4,14	
БМУ В	47,12	47,52	5,10/4,61	5,14/4,65	4,10	4,13
	47,86		5,18/4,68		4,16	
	47,59		5,15/4,66		4,14	
БМУ Г	50,15	50,99	5,24/4,84	5,33/4,92	4,87	4,95
	50,43		5,27/4,87		4,89	
	52,39		5,48/5,06		5,09	
БМУ Д	51,09	51,96	5,01/4,80	5,10/4,88	5,30	5,39
	51,32		5,04/4,82		5,32	
	53,47		5,25/5,02		5,55	

Самые низкие прочностные характеристики оказались у эталонных неразрезных балок (серия БМ), средняя разрушающая нагрузка которых составила 35,30 кН. Разрушение образцов данной серии наступало в результате увеличения ширины и высоты нормальных трещин, расположенных в середине пролета, что в свою очередь приводило к возрастанию прогибов и раздроблению бетона сжатой зоны.

Самые высокие прочностные характеристики были у балок, внешне армированных углепластиком при 70% разрушающей нагрузки эталонных образцов (серия БМУ Д). Средняя разрушающая нагрузка данных балок составила 51,96 кН, что на 47,2% выше в сравнении с неразрезными балками эталонной серии БМ. При этом разрушение всех внешне армированных балок наступало на опоре в результате текучести растянутой арматуры. Сам композиционный материал при этом не разрушался.

На основании полученных величин разрушающих нагрузок можно утверждать, что внешнее армирование углепластиком неразрезных балок повышает прочность нормальных сечений в зависимости от нагрузки усиления на 33,3 – 42,7% в сравнении с эталонными образцами без усиления, причем чем выше уровень нагрузки усиления, тем выше значение разрушающей нагрузки.

В ходе экспериментального исследования в начале и конце каждого этапа выполнялась фиксация деформаций бетона сжатой и растянутой зон, растянутой арматуры и углепластика в пролетах и на промежуточной опоре по описанной выше схеме с помощью цифровых индикаторов часового типа с точностью 0,001 мм на базе 150 мм и тензорезисторов с базой 50 мм для бетона и 10 мм для арматуры и углепластика соответственно.

На основании данных тензометрии были построены графики распределения деформаций по высоте пролетных и опорного сечения (рисунки 3.18 – 3.21), свидетельствующие о их линейном характере на различных стадиях нагружения конструкции.

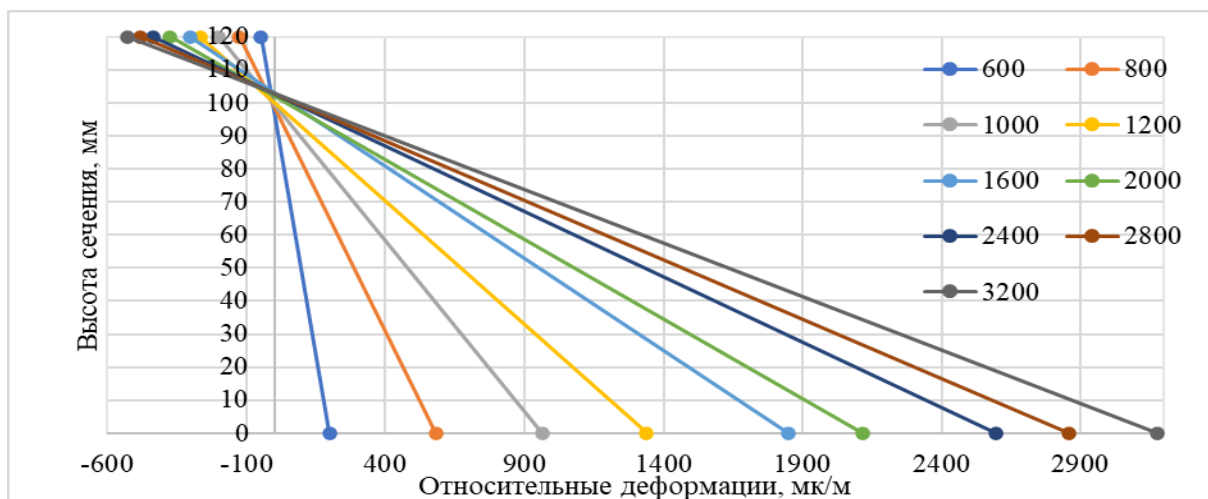


Рисунок 3.18 — График распределения деформаций по высоте пролетного сечения для образцов серии БМ

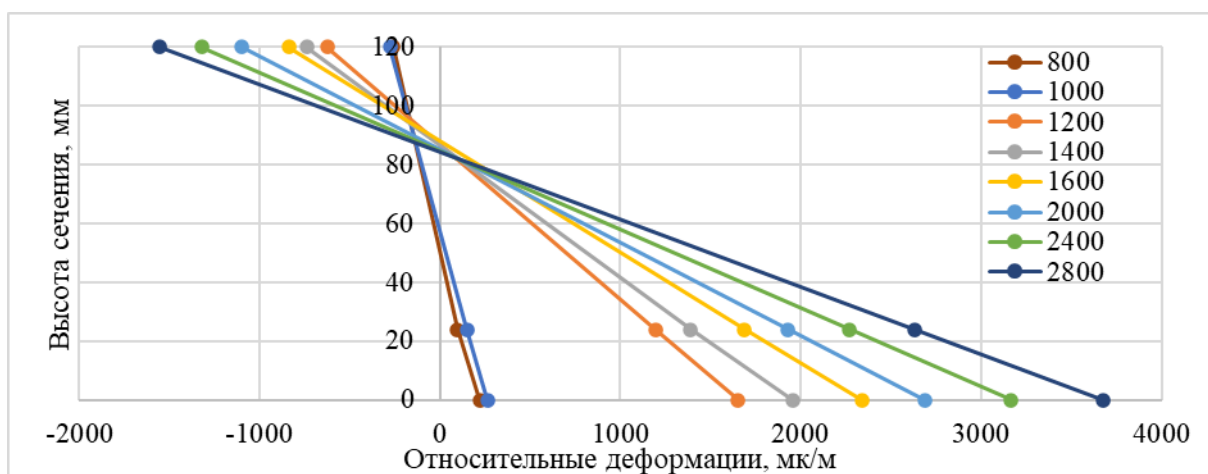


Рисунок 3.19 — График распределения деформаций по высоте опорного сечения для образцов серии БМ

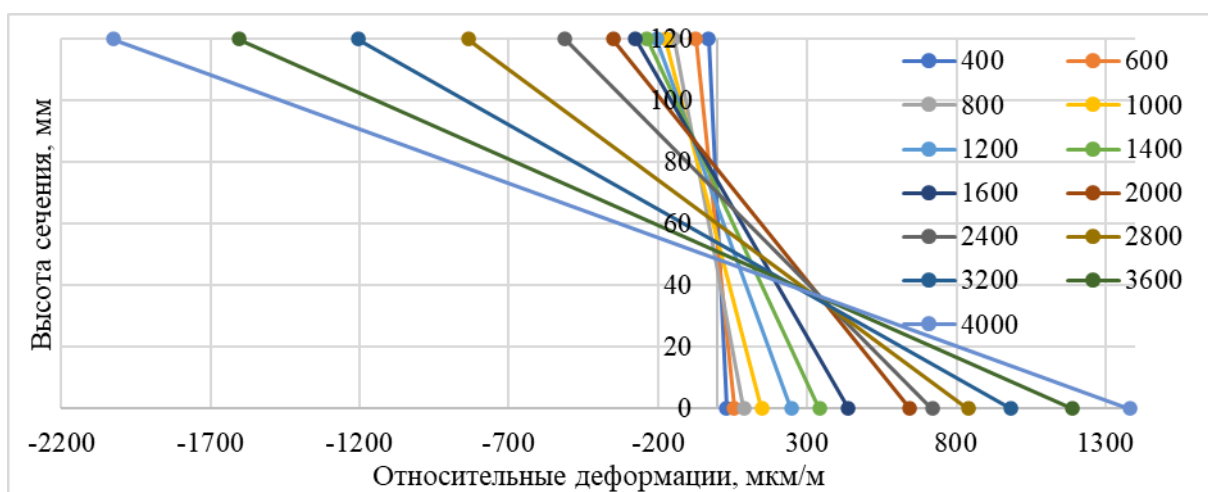


Рисунок 3.20 — График распределения деформаций по высоте пролетного сечения для образцов серии БМУ Г

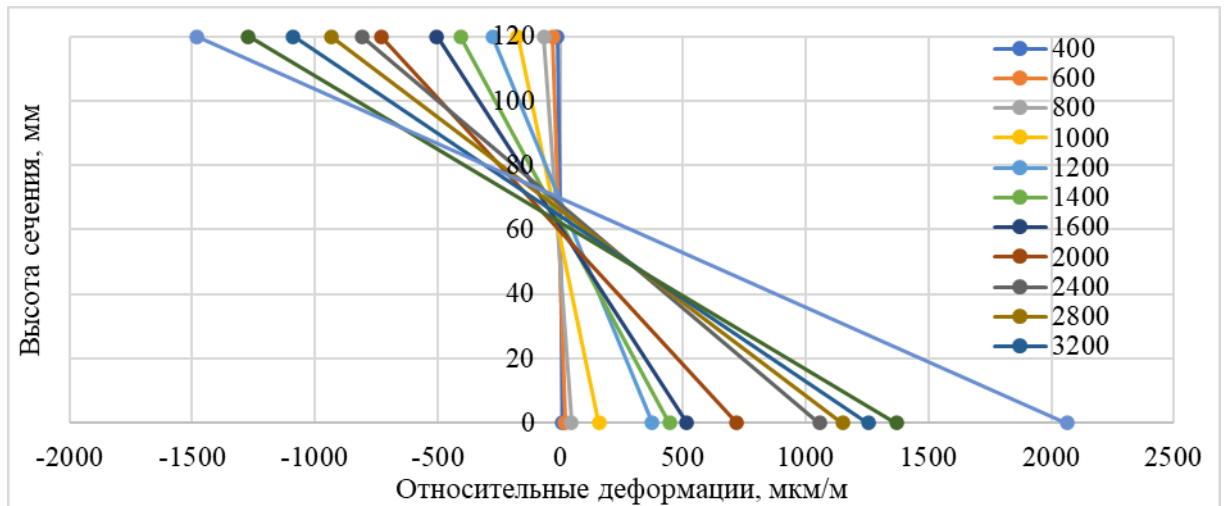


Рисунок 3.21 — График распределения деформаций по высоте опорного сечения для образцов серии БМУ Г

Для раскрытия статической неопределенности в начале и конце каждого этапа нагружения снимались показания опорных динамометров. На основании полученных данных были построены средние по каждой серии опытные эпюры изгибающих моментов (рисунки 3.22 – 3.26) и зависимости момент–нагрузка (рисунки 3.27 – 3.31).

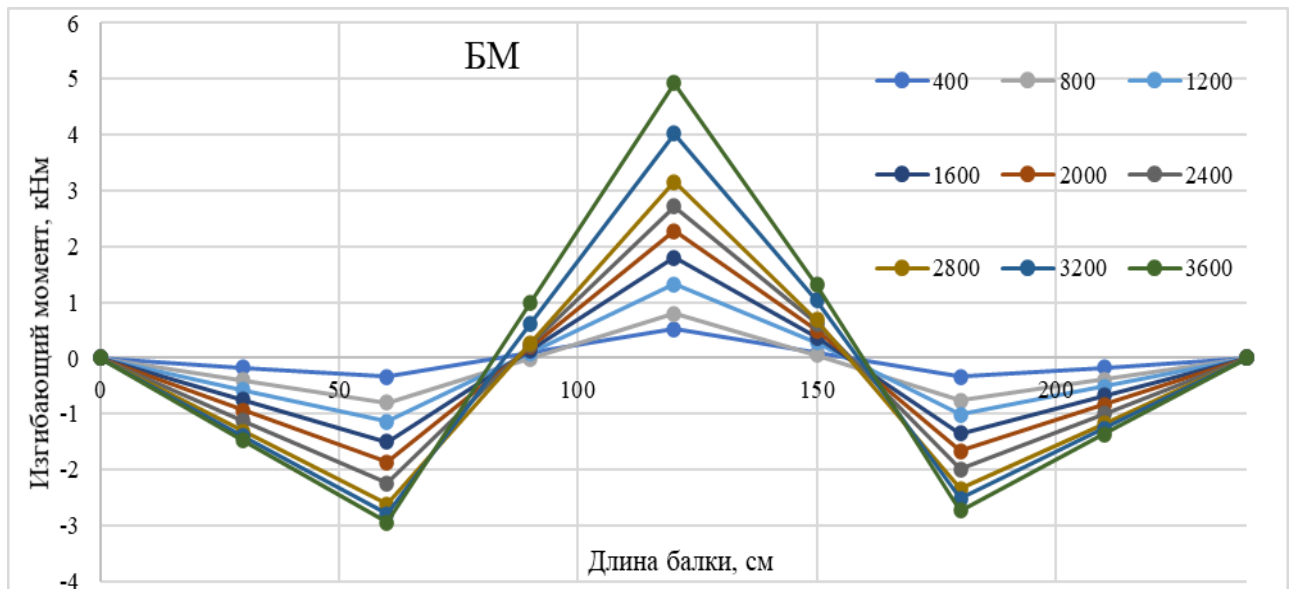


Рисунок 3.22 — Опытные эпюры изгибающих моментов образцов серии БМ

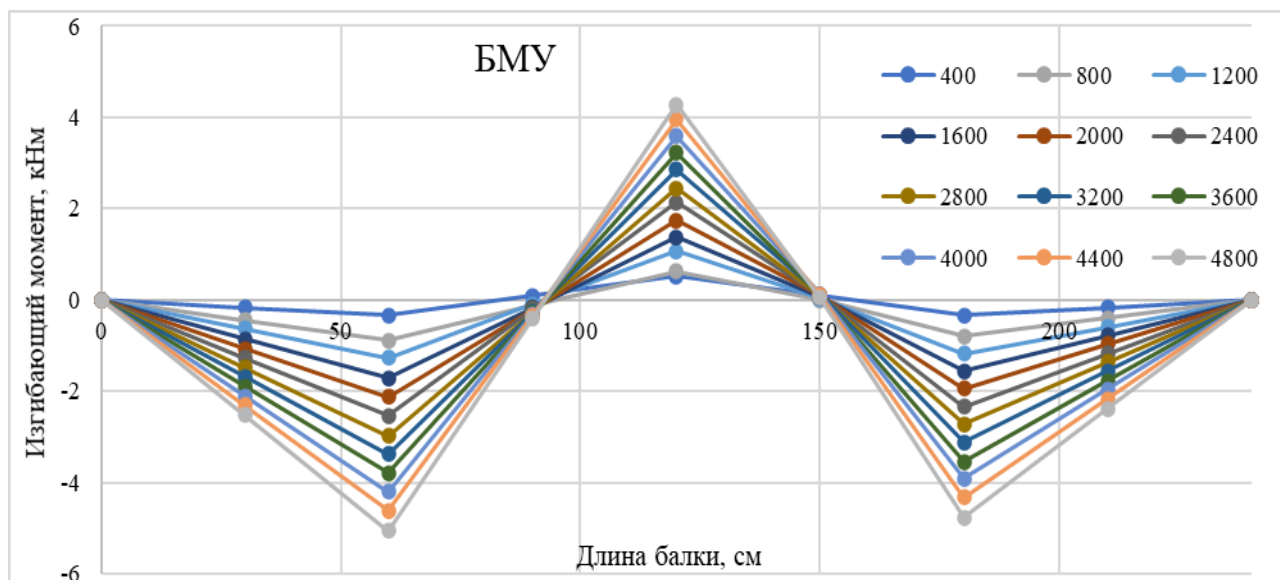


Рисунок 3.23 — Опытные эпюры изгибающих моментов образцов серии БМУ

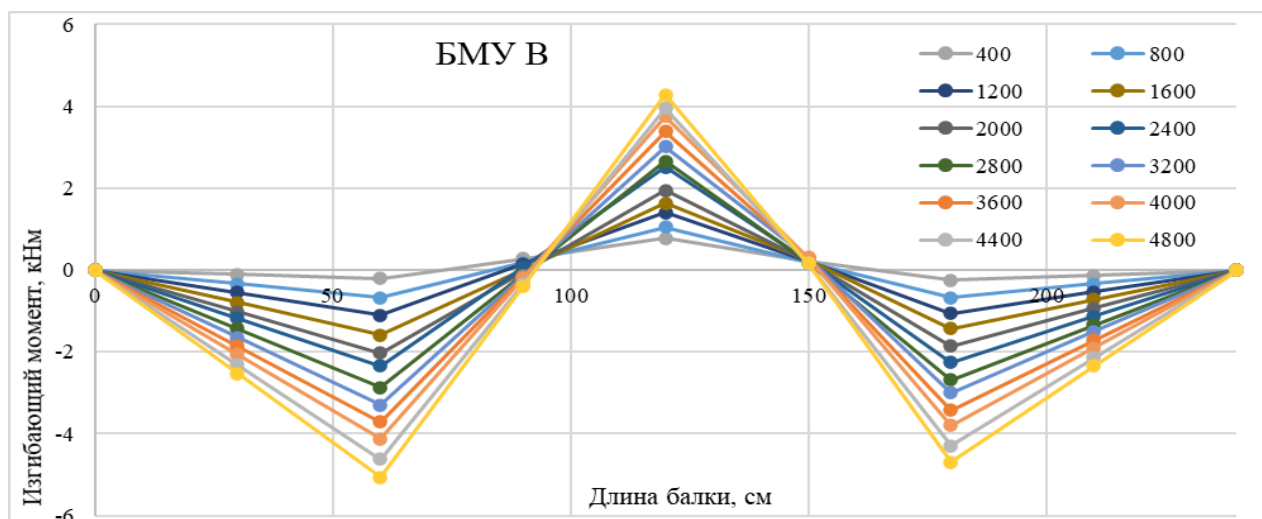


Рисунок 3.24 — Опытные эпюры изгибающих моментов образцов серии БМУ В

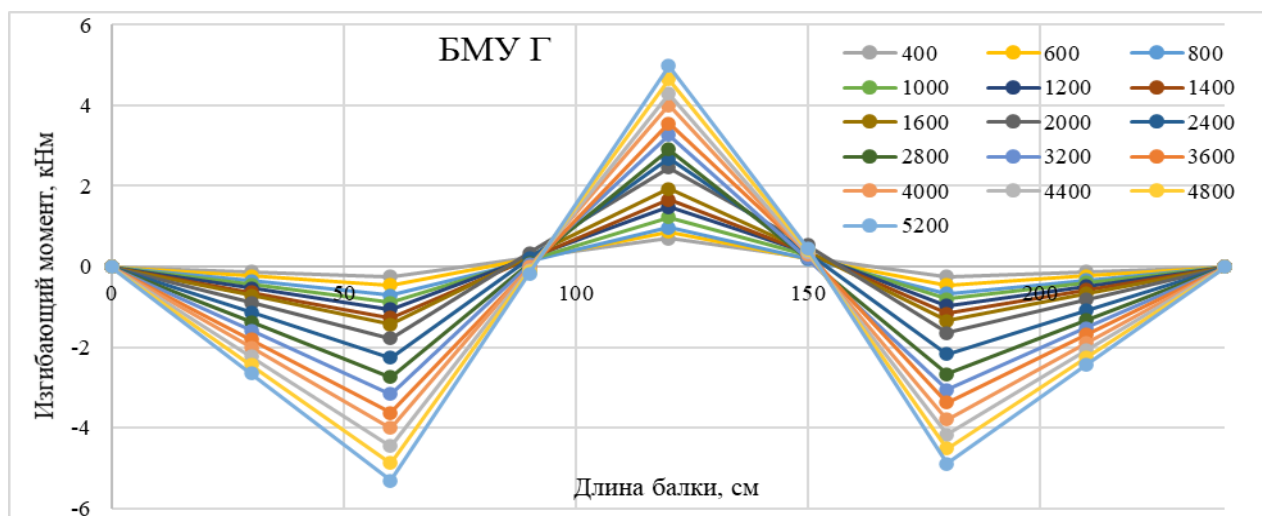


Рисунок 3.25 — Опытные эпюры изгибающих моментов образцов серии БМУ Г

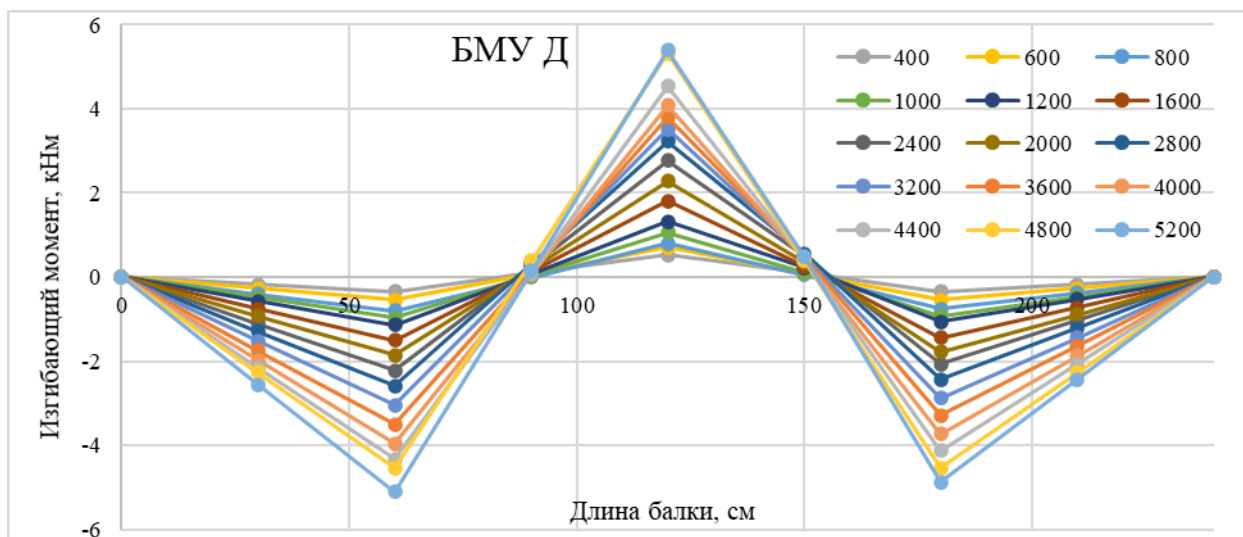


Рисунок 3.26 — Опытные эпюры изгибающих моментов образцов серии БМУ Д

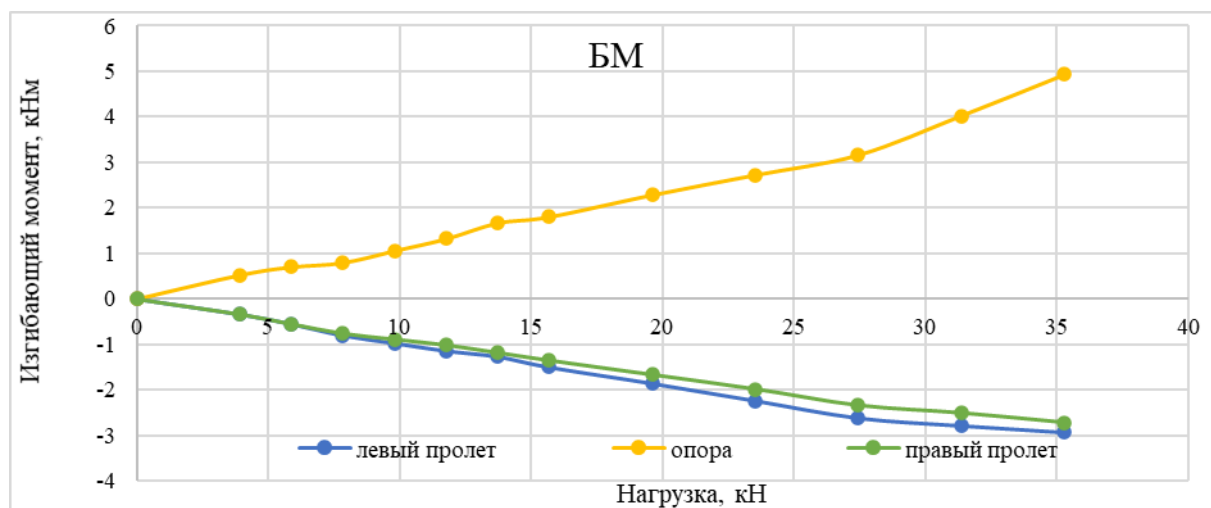


Рисунок 3.27 — Опытные диаграммы «M-F» для образцов серии БМ

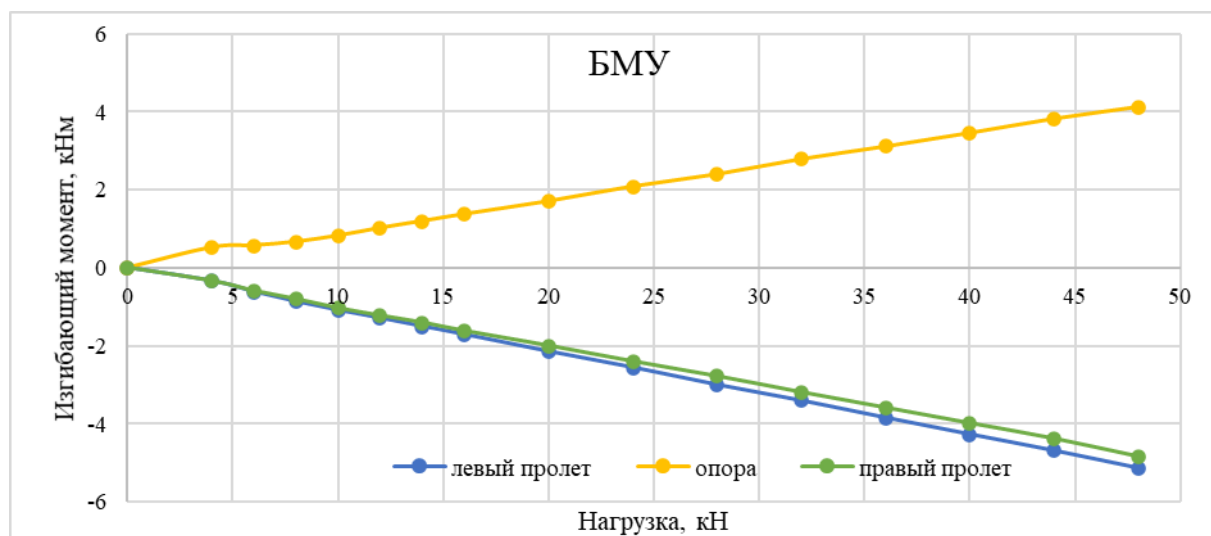


Рисунок 3.28 — Опытные диаграммы «M-F» для образцов серии БМУ

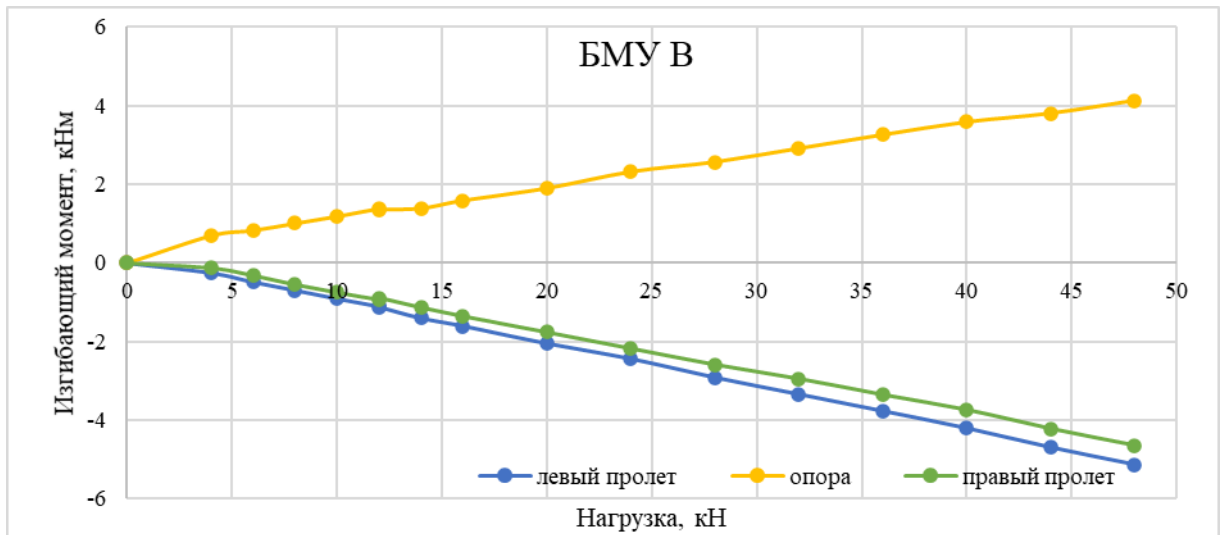


Рисунок 3.29 — Опытные диаграммы « $M-F$ » для образцов серии БМУ В

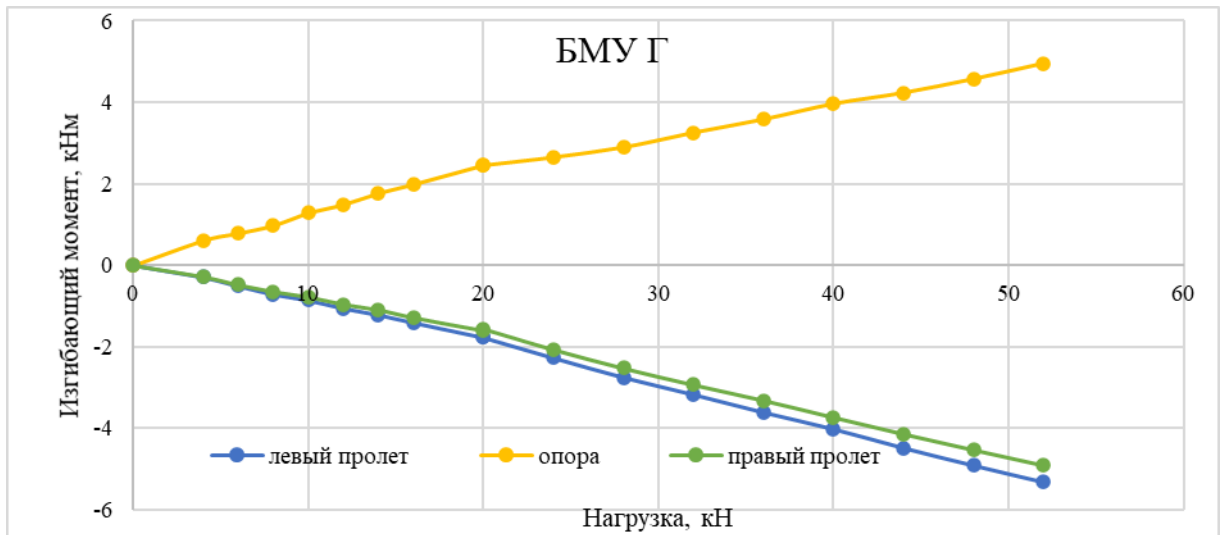


Рисунок 3.30 — Опытные диаграммы « $M-F$ » для образцов серии БМУ Г

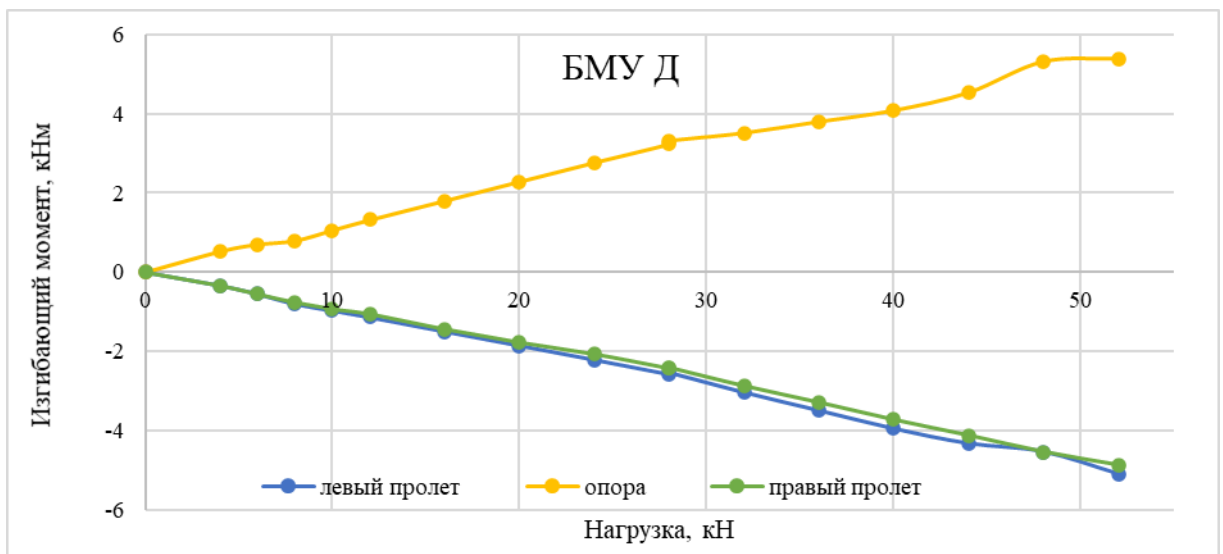


Рисунок 3.31 — Опытные диаграммы « $M-F$ » для образцов серии БМУ Д

Усредненные по серии значения моментов на каждом этапе нагружения приведены в таблицах 3.6 – 3.10.

Таблица 3.6 – Опытные значения усредненных по серии изгибающих моментов на каждом этапе нагружения образцов серии БМ

№ этапа	Нагрузка, кг	Длина балки, см								
		0	30	60	90	120	150	180	210	240
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	400	0	0.169	0.338	-0.093	-0.524	-0.093	0.338	0.169	0
3	600	0	0.275	0.549	-0.076	-0.701	-0.076	0.549	0.275	0
4	800	0	0.401	0.803	0.004	-0.794	-0.059	0.761	0.380	0
5	1000	0	0.486	0.972	-0.042	-1.056	-0.169	0.887	0.444	0
6	1200	0	0.570	1.141	-0.089	-1.318	-0.279	1.014	0.507	0
7	1400	0	0.634	1.268	-0.199	-1.665	-0.325	1.183	0.592	0
8	1600	0	0.750	1.500	-0.150	-1.800	-0.372	1.352	0.676	0
9	2000	0	0.930	1.859	-0.211	-2.282	-0.496	1.669	0.835	0
10	2400	0	1.120	2.239	-0.241	-2.721	-0.621	1.986	0.993	0
11	2800	0	1.310	2.620	-0.270	-3.161	-0.682	2.345	1.173	0
12	3200	0	1.394	2.789	-0.617	-4.023	-1.029	2.514	1.257	0
13	3600	0	1.468	2.937	-0.995	-4.927	-1.312	2.725	1.363	0

Таблица 3.7 – Опытные значения усредненных по серии изгибающих моментов на каждом этапе нагружения образцов серии БМУ

№ этапа	Нагрузка, кг	Длина балки, см								
		0	30	60	90	120	150	180	210	240
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	400	0	0.169	0.338	-0.093	-0.524	-0.093	0.338	0.169	0
3	600	0	0.306	0.613	0.019	-0.575	-0.013	0.592	0.296	0
4	800	0	0.433	0.866	0.099	-0.668	0.004	0.803	0.401	0
5	1000	0	0.544	1.088	0.132	-0.824	0.085	1.035	0.518	0
6	1200	0	0.644	1.289	0.133	-1.023	0.101	1.225	0.613	0
7	1400	0	0.750	1.500	0.150	-1.200	0.087	1.405	0.702	0
8	1600	0	0.856	1.711	0.167	-1.377	0.104	1.616	0.808	0
9	2000	0	1.072	2.144	0.217	-1.711	0.074	1.996	0.998	0
10	2400	0	1.278	2.556	0.235	-2.087	0.076	2.398	1.199	0
11	2800	0	1.500	3.000	0.300	-2.400	0.046	2.778	1.389	0
12	3200	0	1.703	3.406	0.309	-2.788	0.075	3.188	1.594	0
13	3600	0	1.922	3.844	0.366	-3.113	0.038	3.583	1.792	0
14	4000	0	2.135	4.271	0.406	-3.458	0.063	3.979	1.990	0
15	4400	0	2.344	4.688	0.431	-3.825	0.025	4.375	2.188	0
16	4800	0	2.568	5.135	0.503	-4.129	0.144	4.833	2.417	0

Таблица 3.8 – Опытные значения усредненных по серии изгибающих моментов на каждом этапе нагружения образцов серии БМУ В

№ этапа	Нагрузка, кг	Длина балки, см								
		0	30	60	90	120	150	180	210	240
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	400	0	0.127	0.254	-0.220	-0.693	-0.410	0.127	0.063	0
3	600	0	0.243	0.486	-0.171	-0.828	-0.425	0.317	0.158	0
4	800	0	0.349	0.697	-0.154	-1.006	-0.376	0.549	0.275	0
5	1000	0	0.454	0.908	-0.137	-1.183	-0.375	0.750	0.375	0
6	1200	0	0.555	1.109	-0.136	-1.382	-0.406	0.930	0.465	0
7	1200	0	0.560	1.120	-0.120	-1.361	-0.469	0.887	0.444	0
8	1400	0	0.702	1.405	0.007	-1.390	-0.405	1.130	0.565	0
9	1600	0	0.803	1.606	0.008	-1.589	-0.372	1.352	0.676	0
10	2000	0	1.025	2.049	0.074	-1.901	-0.354	1.764	0.882	0
11	2400	0	1.220	2.440	0.060	-2.320	-0.336	2.176	1.088	0
12	2800	0	1.458	2.916	0.174	-2.568	-0.318	2.588	1.294	0
13	3200	0	1.672	3.344	0.216	-2.913	-0.379	2.947	1.474	0
14	3600	0	1.885	3.771	0.256	-3.258	-0.369	3.354	1.677	0
15	4000	0	2.104	4.208	0.313	-3.583	-0.391	3.740	1.870	0
16	4400	0	2.349	4.698	0.447	-3.804	-0.272	4.219	2.109	0
17	4800	0	2.568	5.135	0.503	-4.129	-0.231	4.646	2.323	0

Таблица 3.9 – Опытные значения усредненных по серии изгибающих моментов на каждом этапе нагружения образцов серии БМУ Г

№ этапа	Нагрузка, кг	Длина балки, см								
		0	30	60	90	120	150	180	210	240
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	400	0	0.148	0.296	-0.156	-0.608	-0.177	0.282	0.141	0
3	600	0	0.254	0.507	-0.139	-0.786	-0.182	0.479	0.239	0
4	800	0	0.356	0.711	-0.133	-0.977	-0.228	0.648	0.324	0
5	1000	0	0.430	0.859	-0.211	-1.282	-0.338	0.775	0.387	0
6	1200	0	0.528	1.056	-0.215	-1.487	-0.363	0.958	0.479	0
7	1400	0	0.609	1.218	-0.273	-1.763	-0.463	1.092	0.546	0
8	1600	0	0.704	1.408	-0.287	-1.983	-0.477	1.282	0.641	0
9	2000	0	0.887	1.775	-0.338	-2.451	-0.602	1.599	0.799	0
10	2000	0	0.887	1.775	-0.338	-2.451	-0.655	1.563	0.782	0
11	2400	0	1.137	2.275	-0.188	-2.651	-0.494	2.070	1.035	0
12	2800	0	1.377	2.754	-0.070	-2.893	-0.408	2.528	1.264	0
13	3200	0	1.587	3.174	-0.040	-3.253	-0.395	2.937	1.468	0
14	3600	0	1.806	3.611	0.017	-3.578	-0.421	3.319	1.660	0
15	4000	0	2.010	4.021	0.031	-3.958	-0.396	3.736	1.868	0
16	4400	0	2.243	4.486	0.129	-4.228	-0.381	4.146	2.073	0
17	4800	0	2.458	4.917	0.175	-4.567	-0.398	4.535	2.267	0
18	5200	0	2.663	5.326	0.190	-4.947	-0.425	4.917	2.458	0

Таблица 3.10 – Опытные значения усредненных по серии изгибающих моментов на каждом этапе нагружения образцов серии БМУ Д

№ этапа	Нагрузка, кг	Длина балки, см								
		0	30	60	90	120	150	180	210	240
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	400	0	0.169	0.338	-0.093	-0.52	-0.093	0.338	0.169	0
3	600	0	0.275	0.549	-0.076	-0.70	-0.076	0.549	0.275	0
4	800	0	0.401	0.803	0.004	-0.79	-0.059	0.761	0.380	0
5	1000	0	0.486	0.972	-0.042	-1.06	-0.106	0.930	0.465	0
6	1200	0	0.570	1.141	-0.089	-1.32	-0.215	1.056	0.528	0
7	1600	0	0.750	1.500	-0.150	-1.80	-0.245	1.437	0.718	0
8	2000	0	0.930	1.859	-0.211	-2.28	-0.338	1.775	0.887	0
9	2400	0	1.109	2.218	-0.273	-2.76	-0.494	2.070	1.035	0
10	2800	0	1.292	2.583	-0.325	-3.23	-0.556	2.430	1.215	0
11	2800	0	0.000	2.542	0.000	-3.32	0.000	2.408	0.000	0
12	3200	0	1.521	3.042	-0.237	-3.52	-0.490	2.873	1.437	0
13	3600	0	1.750	3.500	-0.150	-3.80	-0.462	3.292	1.646	0
14	4000	0	1.979	3.958	-0.062	-4.08	-0.406	3.729	1.865	0
15	4400	0	2.167	4.333	-0.100	-4.53	-0.412	4.125	2.063	0
16	4800	0	2.271	4.542	-0.387	-5.32	-0.387	4.542	2.271	0
17	5200	0	2.552	5.104	-0.144	-5.39	-0.487	4.875	2.438	0

Для оценки деформативности также фиксировались значения прогибов по описанной выше схеме в начале и конце каждого этапа нагружения. Усредненные значения прогибов для соответствующей нагрузки каждой серии балок представлены в таблице 3.11. На основании этих данных были построены усреднённые опытные диаграммы « $F-f$ » (нагрузка–прогиб), приведенные на рисунках 3.32 – 3.36.

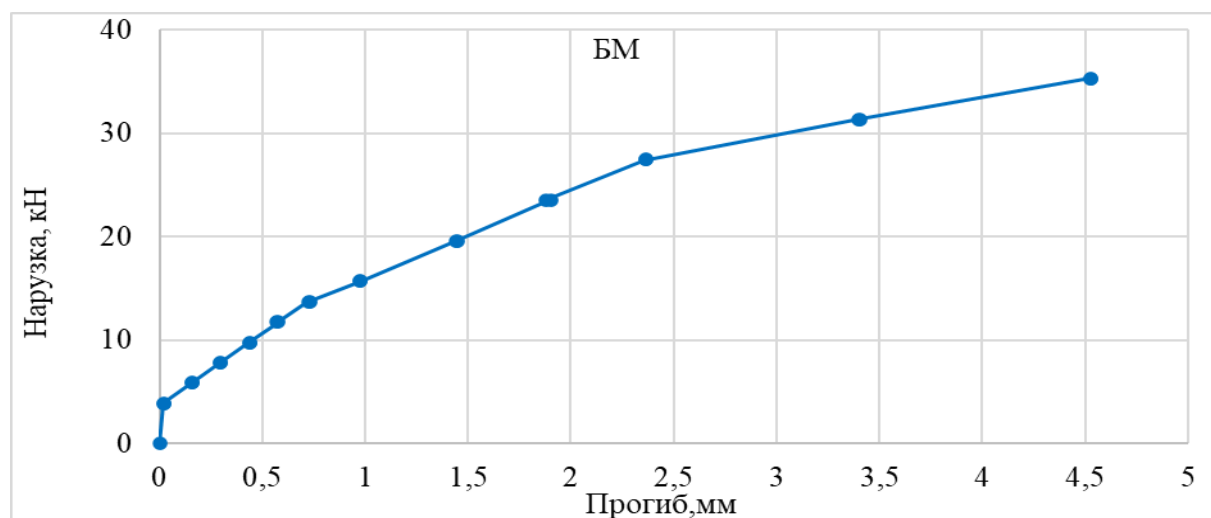
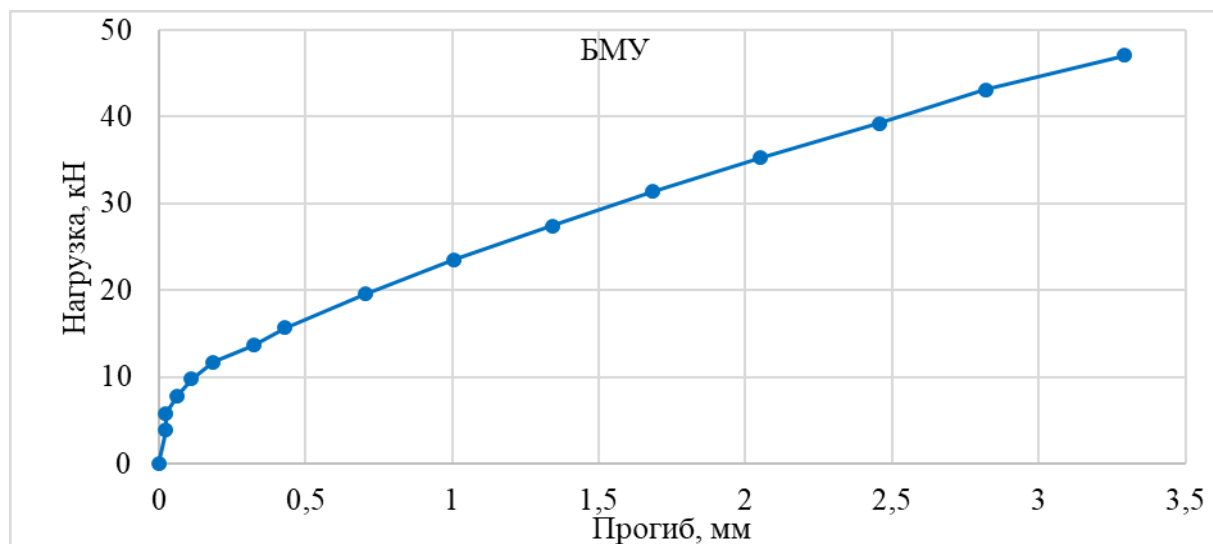
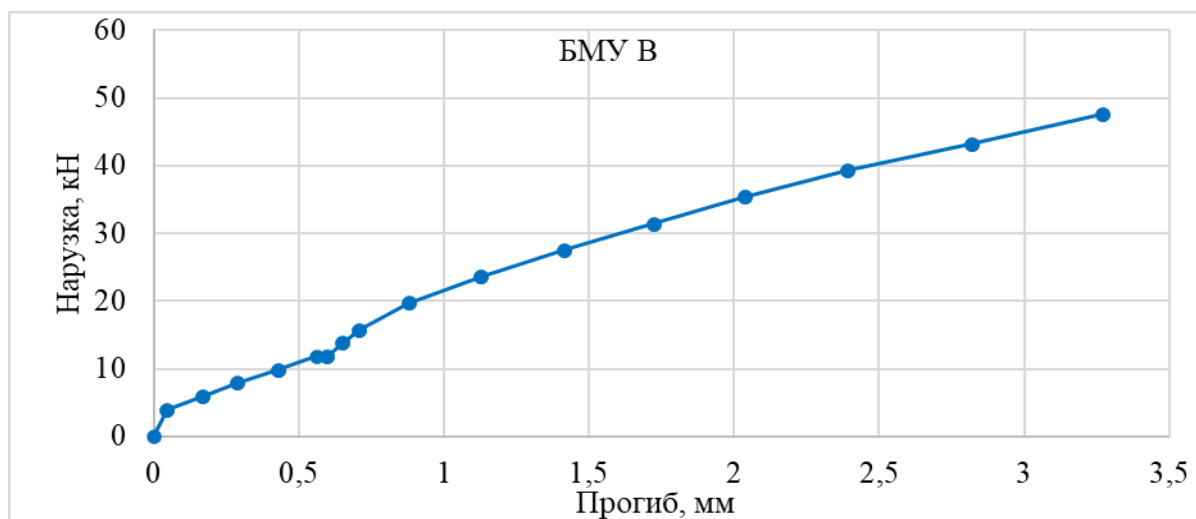
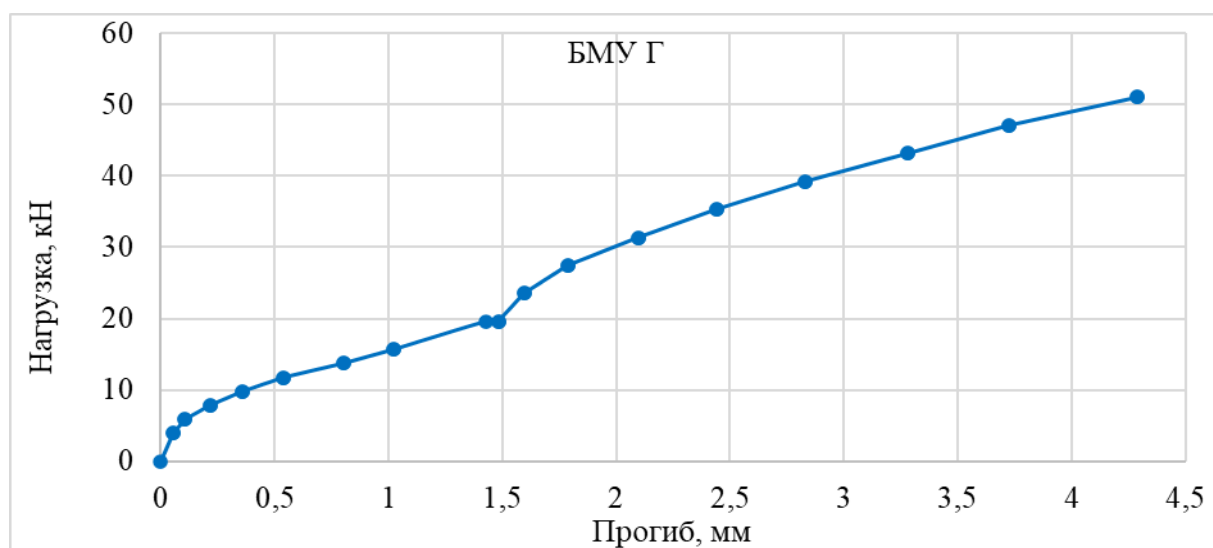


Рисунок 3.32 — Опытные диаграммы « $F-f$ » для образцов серии БМ

Рисунок 3.33 — Опытные диаграммы « $F-f$ » для образцов серии БМУРисунок 3.34 — Опытные диаграммы « $F-f$ » для образцов серии БМУ ВРисунок 3.35 — Опытные диаграммы « $F-f$ » для образцов серии БМУ Г

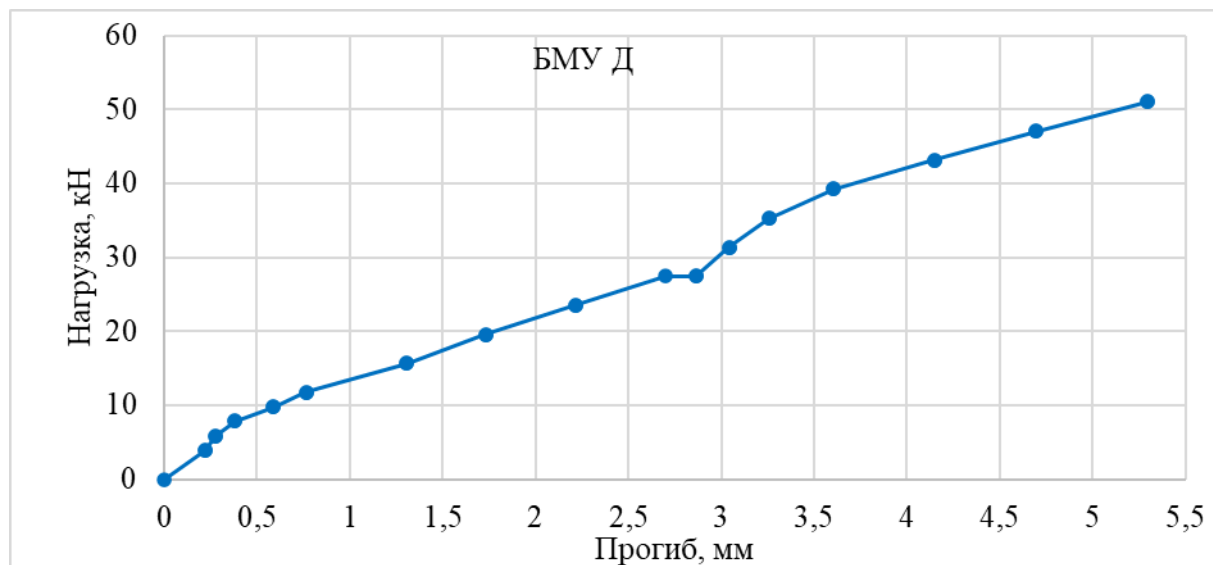


Рисунок 3.36 — Опытные диаграммы «F-f» для образцов серии БМУ Д

Таблица 3.11 – Опытные значения усредненных по серии прогибов в середине пролетов на каждом этапе нагружения

Нагрузка, кН	Усредненный по серии прогиб в середине пролетов, мм				
	БМ	БМУ	БМУ В	БМУ Г	БМУ Д
0	0	0	0	0	0
3,92	0,018	0,024	0,048	0,054	0,219
5,88	0,158	0,025	0,170	0,107	0,278
7,84	0,298	0,064	0,290	0,216	0,381
9,81	0,438	0,112	0,429	0,360	0,589
11,77	0,578	0,185	0,561	0,541	0,766
11,77	0,578	0,185	0,599	0,541	0,766
13,73	0,726	0,323	0,653	0,804	1,037
15,69	0,975	0,430	0,710	1,025	1,308
19,61	1,444	0,703	0,879	1,430	1,732
19,61	1,444	0,703	0,879	1,482	1,732
23,53	1,902	1,006	1,130	1,595	2,219
27,46	2,364	1,340	1,414	1,787	2,697
27,46	2,364	1,340	1,414	1,787	2,863
31,38	3,404	1,682	1,7232	2,098	3,042
35,30	4,526	2,049	2,039	2,439	3,256
39,23	—	2,457	2,393	2,831	3,606
43,15	—	2,818	2,820	3,281	4,148
47,07	—	3,294	—	3,723	4,697
47,52	—	—	3,272	—	—
50,99	—	—	—	4,288	—
51,96	—	—	—	—	5,292

Исходя из полученных опытных диаграмм « $F-f$ » (рисунок 3.37) видно, что на начальных этапах нагружения балок, до появления первой трещины, диаграммы имеют линейный характер. По мере приближения к разрушающей нагрузке величина прогиба возрастает.

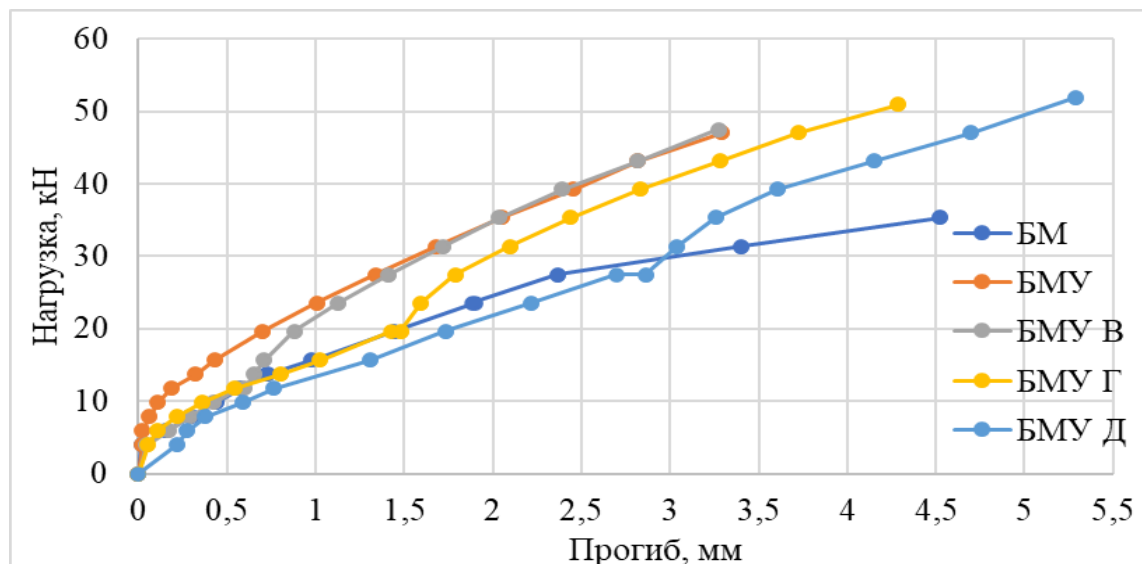


Рисунок 3.37 — Опытные диаграммы « $F-f$ » опытных образцов

Значения прогибов балок при уровне нагрузки, соответствующей 80% от разрушающей серии БМ приведены в таблице 3.12.

Таблица 3.12 – Деформативные характеристики экспериментальных балок

Марка образцов	Опытное значение $f_{0.8}^{exp}$	Среднее опытное значение $\bar{f}_{0.8}^{exp}$
1	2	3
БМ	2,45	2,56
	2,62	
	2,61	
БМУ	1,39	1,41
	1,47	
	1,37	
БМУ В	1,41	1,47
	1,58	
	1,42	
БМУ Г	1,79	1,85
	1,94	
	1,82	
БМУ Д	2,86	2,73
	2,68	
	2,65	

Как видно из таблицы 3.12, величины прогибов при контрольной нагрузке $f_{0,8}$ всех усиленных балок ниже, чем эталонных, за исключением балок серии БМУ Д, и зависят от значения нагрузки усиления, что объясняется влиянием начальных прогибов в момент усиления. Наибольшее значение прогибов при контрольной нагрузке у не усиленных образцов (БМ) – 2,56 мм, что на 44,92%, 42,58% и 27,73% больше, чем у образцов серий БМУ, БМУ В и БМУ Г соответственно.

В таблице 3.13 приведены значения соотношения опорных и пролетных моментов при различных нагрузках.

Таблица 3.13 – Опытные значения изгибающих моментов при заданной нагрузке (14 кН; 24 кН; 32 кН; 34 кН) в экспериментальных балках

Серия балок	Среднее опытное значение моментов, кНм				Соотношение моментов
	В пролете $\bar{M}_{пр}^{exp}$	На опоре $\bar{M}_{оп}^{exp}$	$\frac{\bar{M}_{пр,i}^{exp}}{\bar{M}_{пр,БМ}^{exp}}, \%$	$\frac{\bar{M}_{оп,i}^{exp}}{\bar{M}_{оп,БМ}^{exp}}, \%$	$\frac{\bar{M}_{оп}^{exp}}{\bar{M}_{пр}^{exp}}$
1	2	3	4	5	6
14кН					
БМ	1,23	-1,66	100	100	1,35
БМУ	1,45	-1,20	117,9	72,3	0,83
БМУ В	1,27	-1,39	103,3	83,7	1,09
БМУ Г	—	—	—	—	—
БМУ Д	—	—	—	—	—
24кН					
БМ	2,11	-2,72	100	100	1,29
БМУ	2,48	-2,09	117,5	76,8	0,84
БМУ В	2,31	-2,32	109,5	85,3	1,0
БМУ Г	2,17	2,65	102,8	97,4	1,22
БМУ Д	—	—	—	—	—
32кН					
БМ	2,65	-4,02	100	100	1,52
БМУ	3,30	-2,79	124,5	69,4	0,85
БМУ В	3,15	-2,91	118,9	72,4	0,92
БМУ Г	3,06	-3,25	115,5	80,5	1,06
БМУ Д	2,96	-3,52	111,7	87,6	1,19
34кН					
БМ	2,71	-4,32	100	100	1,59
БМУ	3,26	-3,47	120,3	80,3	1,06
БМУ В	3,28	-3,38	121,0	78,2	1,03
БМУ Г	3,06	-3,37	119,2	78,0	1,04
БМУ Д	3,10	-3,61	114,4	83,6	1,16

Следует отметить, что значения нагрузок 14кН, 24кН и 32кН соответствуют этапам сразу после усиления (серии БМУ В, БМУ Г, БМУ Д соответственно), а 34кН соответствует значению нагрузки на этапе перед разрушением эталонных образцов серии БМ.

Усиление углепластиком оказывает влияние на характер перераспределения изгибающих моментов, изменяя соотношения опорного $M_{оп}$ и пролетных $M_{пр}$ моментов. Так, на одном из этапов нагружения (34кН) соотношение опорного и пролетного моментов эталонных образцов (БМ) составляет 1,59, а усиленных образцов серий БМУ, БМУ В, БМУ Г, БМУ Д – 1,06; 1,03; 1,04; 1,16 соответственно.

На основании приведенных выше данных для нагрузки 32кН для образцов всех серий были построены опытные эпюры моментов (рисунок 3.38). Проанализировав эпюры моментов, можно сделать следующий вывод: у усиленных образцов, чем выше нагрузка усиления, тем значения на эпюре моментов ближе к эталонным без усиления, т.е. чем выше нагрузка усиления, тем ниже опорный и выше пролетный момент [82].

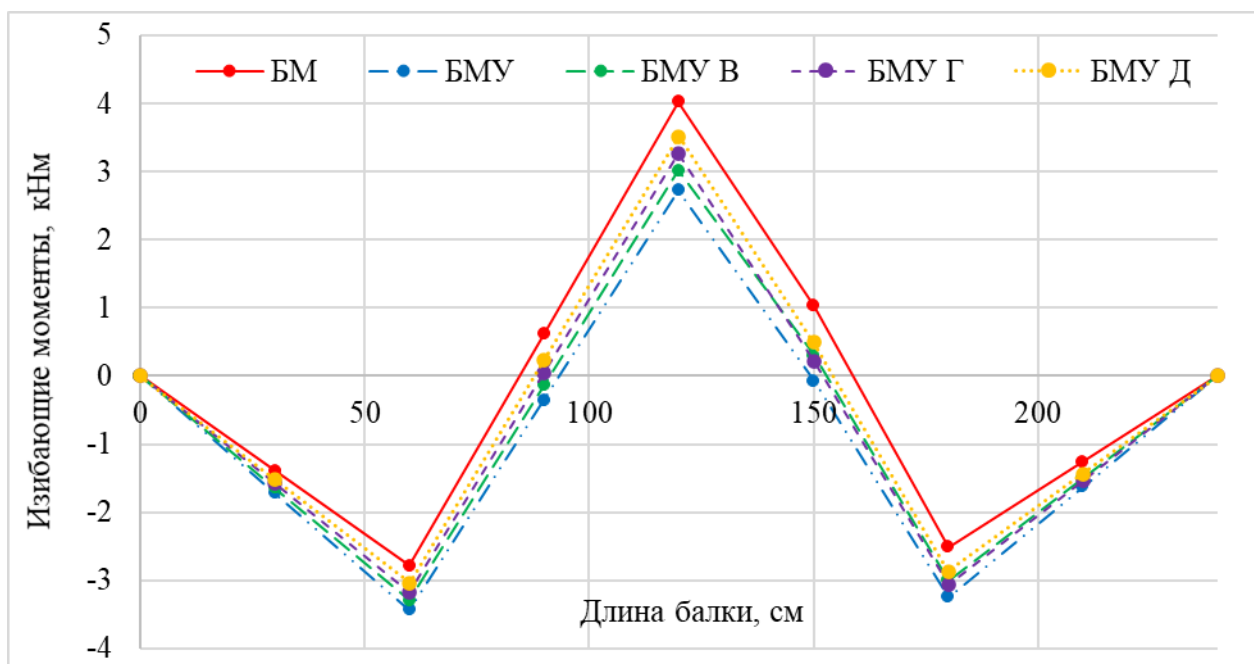


Рисунок 3.38 — Опытные эпюры изгибающих моментов образцов серий БМ, БМУ, БМУ В, БМУ Г и БМУ Д при заданной нагрузке (32 кН)

3.6 Основные результаты и выводы

1. Разработана методика проведения испытания на поперечный изгиб двухпролетных неразрезных железобетонных балок, с возможностью усиления полимеркомпозиционными материалами при различном уровне нагружения, позволяющая определить основные параметры напряженно-деформированного состояния конструкций

2. Получены экспериментальные данные о прочности, деформативности и характере перераспределения изгибающих моментов неразрезных железобетонных балок, внешне армированных углепластиком.

3. Выявлены особенности напряженно-деформированного состояния внешне армированных неразрезных балок в зависимости от нагрузки усиления.

4. Разрушение всех опытных образцов происходило по нормальным сечениям в пролете или на опоре в зоне действия максимальных моментов, вследствие текучести растянутой арматуры или раздробления бетона сжатой зоны в зависимости от параметров армирования и усиления.

5. Усиление углепластиком, в том числе и под нагрузкой, способствует увеличению прочности нормальных сечений неразрезных железобетонных балок. Так, среднее значение разрушающей нагрузки образцов серий БМУ, БМУ В, БМУ Г и БМУ Д на 33,3%, 34,62%, 44,4% и 47,2% выше, чем у балок эталонной серии БМ. Кроме того, для балок, внешне армированных углепластиком, свойственна следующая закономерность, чем выше уровень нагрузки усиления, тем выше значение разрушающей нагрузки в диапазоне значений проведенного эксперимента. Так, у образцов серий БМУ В, БМУ Г и БМУ Д разрушающая нагрузка выше на 0,96%, 8,33% и 10,39% соответственно, в сравнении с образцами, усиленными без нагрузки (БМУ).

6. Использование системы внешнего армирования на основе углепластика, способствует увеличению жесткости усиленных образцов. Величины прогибов при контрольной нагрузке $f_{0,8}$ всех усиленных балок ниже, чем эталонных, и зависят от значения нагрузки усиления, что объясняется влиянием начальных прогибов в момент усиления. Наибольшее значение прогибов при контрольной нагрузке у не

усиленных образцов (БМ) – 2,56 мм, что на 44,92%, 42,58% и 27,73% больше, чем у образцов серий БМУ, БМУ В и БМУ Г соответственно. Кроме того, уровень нагрузки усиления влияет на деформативность образцов, так величины прогибов при контрольной нагрузке $f_{0.8}$ у образцов, усиленных под нагрузкой, серий БМУ В, БМУ Г, БМУ Д выше на 4,26%, 31,21% и 93,62% соответственно в сравнении с образцами, усиленными без нагрузки (серия БМУ).

7. Усиление углепластиком и уровень нагружения оказывают влияние на характер перераспределения изгибающих моментов, изменяя соотношения опорного $M_{оп}$ и пролетных $M_{пр}$ моментов. Так, на одном из этапов нагружения (34кН) соотношение опорного и пролетного моментов эталонных образцов (БМ) составляет 1,59, а усиленных образцов серий БМУ, БМУ В, БМУ Г, БМУ Д – 1,06; 1,03; 1,04; 1,16 соответственно. Таким образом, чем выше уровень нагрузки усиления, тем ближе соотношение моментов к упругому.

ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ МЕТОДА ЗАДАНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ДЛЯ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ НЕРАЗРЕЗНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ ПОЛИМЕРКОМОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ ПОД НАГРУЗКОЙ

4.1 Цели и задачи численных исследований

В целях апробации предложенной во второй главе методики расчета прочности нормальных сечений и деформативности неразрезных железобетонных балок, внешне армированных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой, были проведены численные исследования, состоящие из нескольких этапов.

На первом этапе были вычислены и сопоставлены прочностные и деформативные характеристики опытных неразрезных двухпролетных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой по предлагаемой методике, по инженерной нормативной методике и по нелинейной методике, заложенной в ПК ЛИРА-САПР с результатами экспериментальных исследований, приведенных в главе 3.

На втором этапе были выполнены численные исследования не усиленных и внешне армированных двухпролетных неразрезных балок, путем сопоставления опытных и расчетных значений разрушающих нагрузок, опорных и пролетных моментов экспериментальных образцов представленных в открытом доступе, в аналогичных исследованиях других авторов.

4.2 Численные исследования опытных образцов неразрезных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой

4.2.1 Исходные данные для численных исследований

В качестве исходных данных для численных исследований неразрезных железобетонных балок, внешне армированных углепластиком под нагрузкой, приняты реальные геометрические и физико-механические характеристики, схема армирования и усиления опытных образцов, описанных в 3 главе.

Диаграмма деформирования бетона, принимаемая в расчетах экспериментальных образцов, была получена с помощью аппроксимации полиномом пятой степени опытных диаграмм, полученных в результате испытаний бетонных призм, результаты которых представлены в п. 3.3.

Аппроксимированная диаграмма и коэффициенты полинома приведены на рисунке 4.1 в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Коэффициенты полинома пятой степени опытной диаграммы деформирования бетона

$a_1 \cdot 10^5$	$a_2 \cdot 10^8$	$a_3 \cdot 10^{11}$	$a_4 \cdot 10^{13}$	$a_5 \cdot 10^{15}$
2.53769	1.17213	-1.65464	5.00105	-4.79488

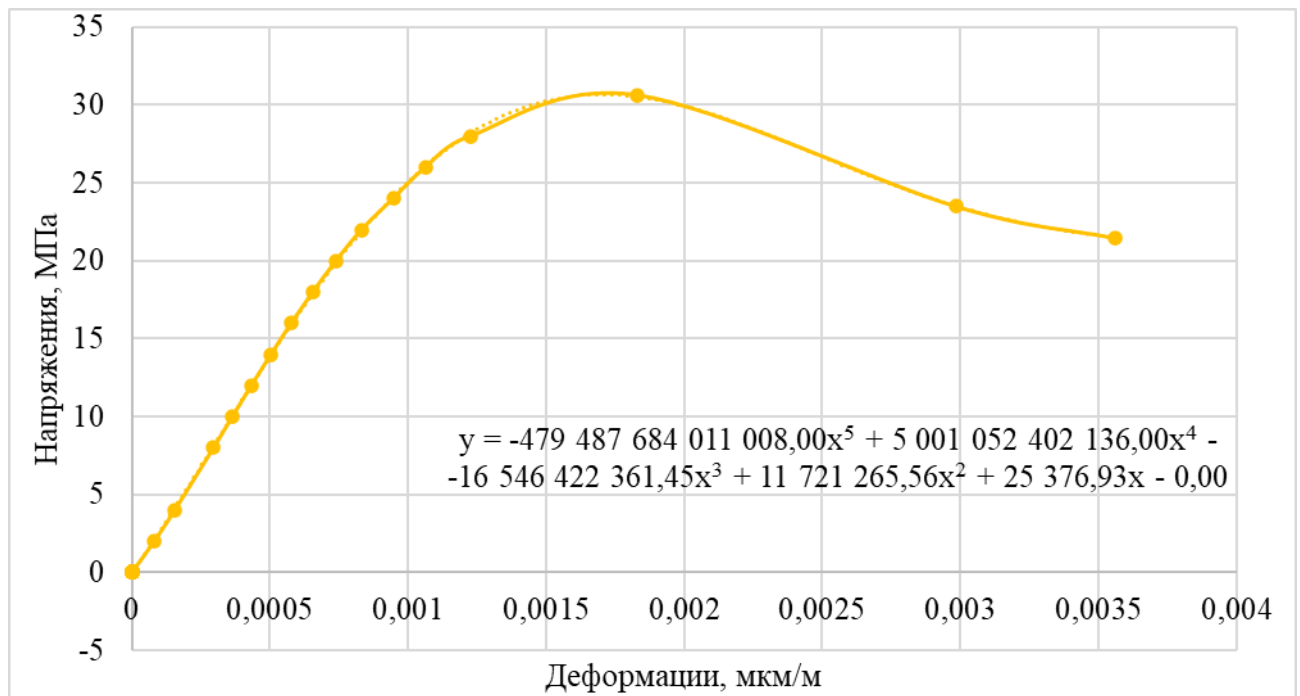


Рисунок 4.1 — Опытная диаграмма деформирования бетона, аппроксимированная полиномом пятой степени

Расчетные диаграммы деформирования стальной арматуры и углепластика описаны с помощью кусочно-линейных функций, с использованием характерных точек опытных диаграмм, приведенных на рисунках 3.11 и 3.14.

4.2.2 Численные исследования прочности нормальных сечений неразрезных балок

Для оценки применимости расчетного аппарата, представленного в главе 2 были выполнены сравнения усредненных по серии экспериментальных данных разрушающей нагрузки с данными расчета по предлагаемой и нормативной инженерной методике [105, 106]. Указанные данные приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Сравнение опытных и расчетных данных по прочности нормальных сечений неразрезных балок

Серия образцов	Разрушающая нагрузка F_{ult} , кН					
	Опытное значение F_{ult}^{exp}	Среднее опытное значение \bar{F}_{ult}^{exp}	Расчетные значения			
			Инженерная методика на основе СП164		Предлагаемая методика	
			$F_{ult}^{СП}$	Отклонение, %	F_{ult}^{th}	Отклонение, %
1	2	3	4	5	6	7
БМ	35,15	35,30	30,42	+13,82	35,12	+0,51
	35,72					
	35,03					
БМУ	47,10	47,07	46,35	+1,53	46,96	+0,23
	46,95					
	47,16					
БМУ В	47,12	47,52	43,99	+7,43	47,34	+0,38
	47,86					
	47,59					
БМУ Г	50,15	50,99	42,42	+16,81	49,86	+2,22
	50,43					
	52,39					
БМУ Д	51,09	51,96	40,84	+21,40	51,09	+1,67
	51,32					
	53,47					
Среднее отклонение по всем образцам, %				12,19		1,0
Среднеквадратическое отклонение				7,03		0,99

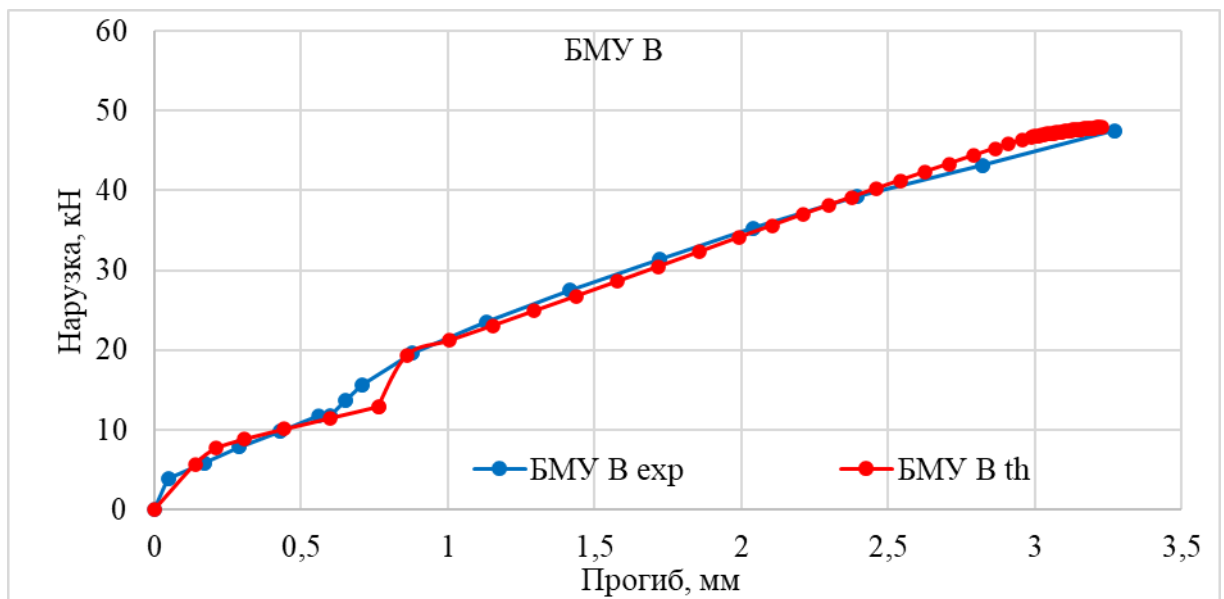
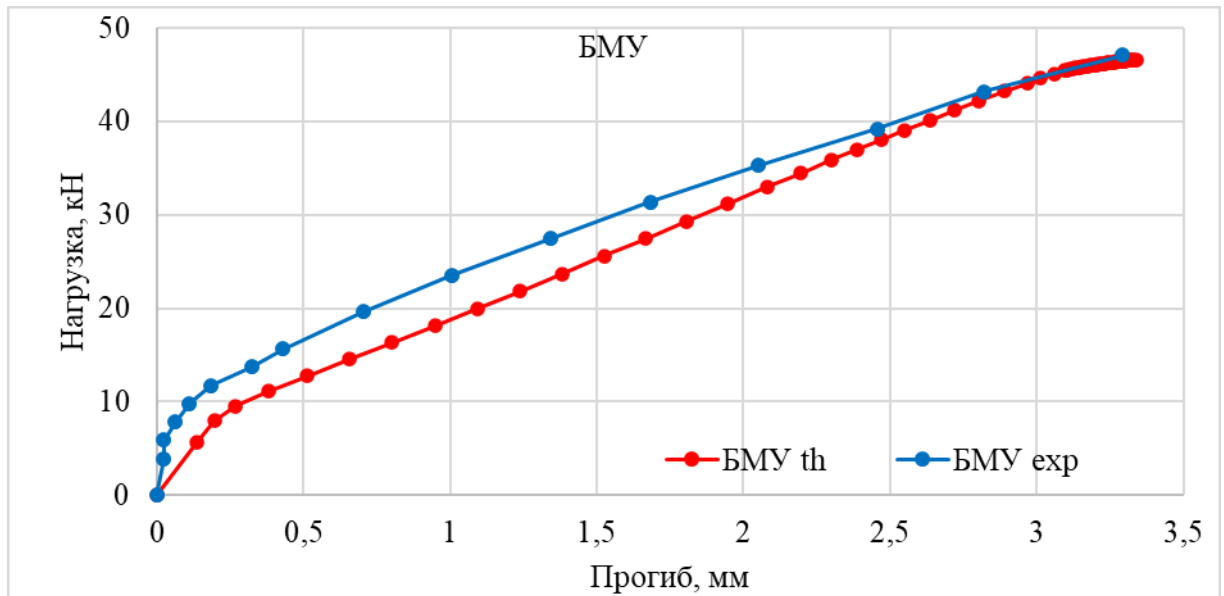
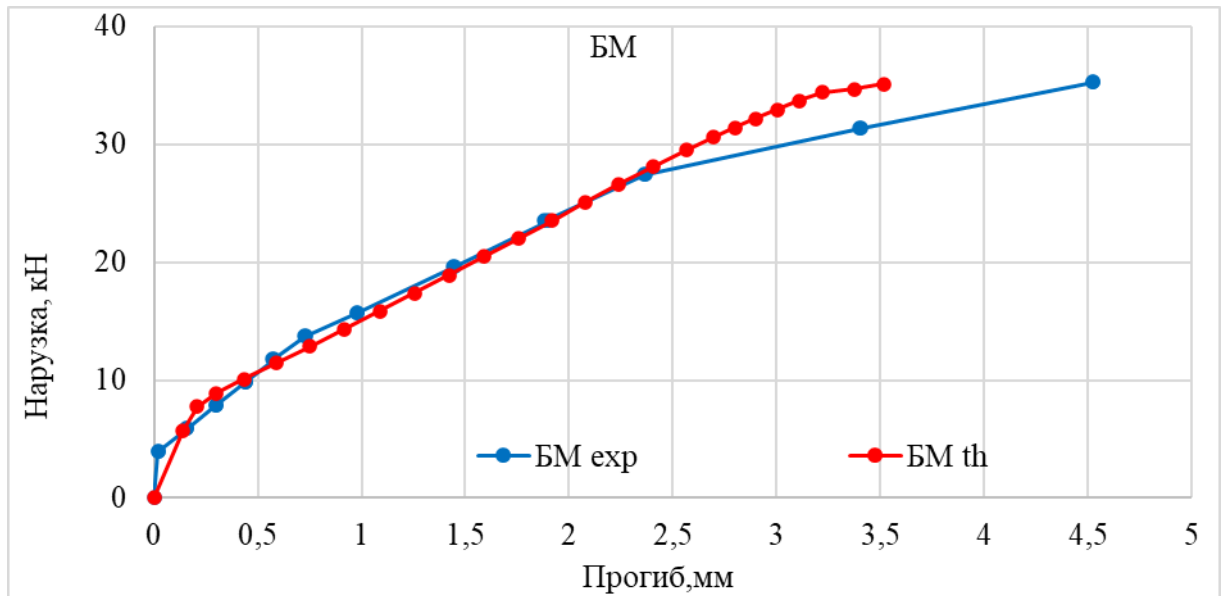
Проанализировав результаты опытных и расчетных данных можно сделать вывод о более точном определении прочности нормальных сечений всех экспериментальных образцов по предлагаемой методике, описанной во 2 главе, в сравнении с инженерной методикой, изложенной в существующих нормах [105, 106].

Так, максимальное отклонение прочности по нормальным сечениям экспериментальных образцов по предлагаемой методике составило 2,22% (серия БМУ Г), а среднее – 1,0%. В то время как при расчете по инженерной методике максимальное отклонение прочности составило 21,40% (серия БМУ Д), а среднее – 12,19%.

При этом среднеквадратическое отклонение по предлагаемой методике составило 0,99, по инженерной – 7,03. Кроме того, в обоих случаях определение прочности нормальных сечений неразрезных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой происходило в запас. Однако, при использовании предлагаемой методики расчета более полно учитывается влияние нагрузки усиления на прочностные характеристики неразрезных железобетонных балок, внешне армированных углепластиком.

4.2.3 Численные исследования деформативности нормальных сечений неразрезных балок

Для оценки применимости предлагаемой методики расчета деформативности неразрезных железобетонных балок, внешне армированных углепластиком под нагрузкой, были построены средние опытные и теоретические графики «нагрузка-прогиб» в середине пролета для образцов каждой серии (рисунок 4.2). Кроме того, на диаграммах отмечены опытные, расчетные по предлагаемой и по нормативной инженерной методике [105, 106]. Значения прогибов определены при уровне нагружения 0,8 от разрушающей нагрузки эталонных образцов серии БМ. Указанные данные приведены в таблице 4.3.



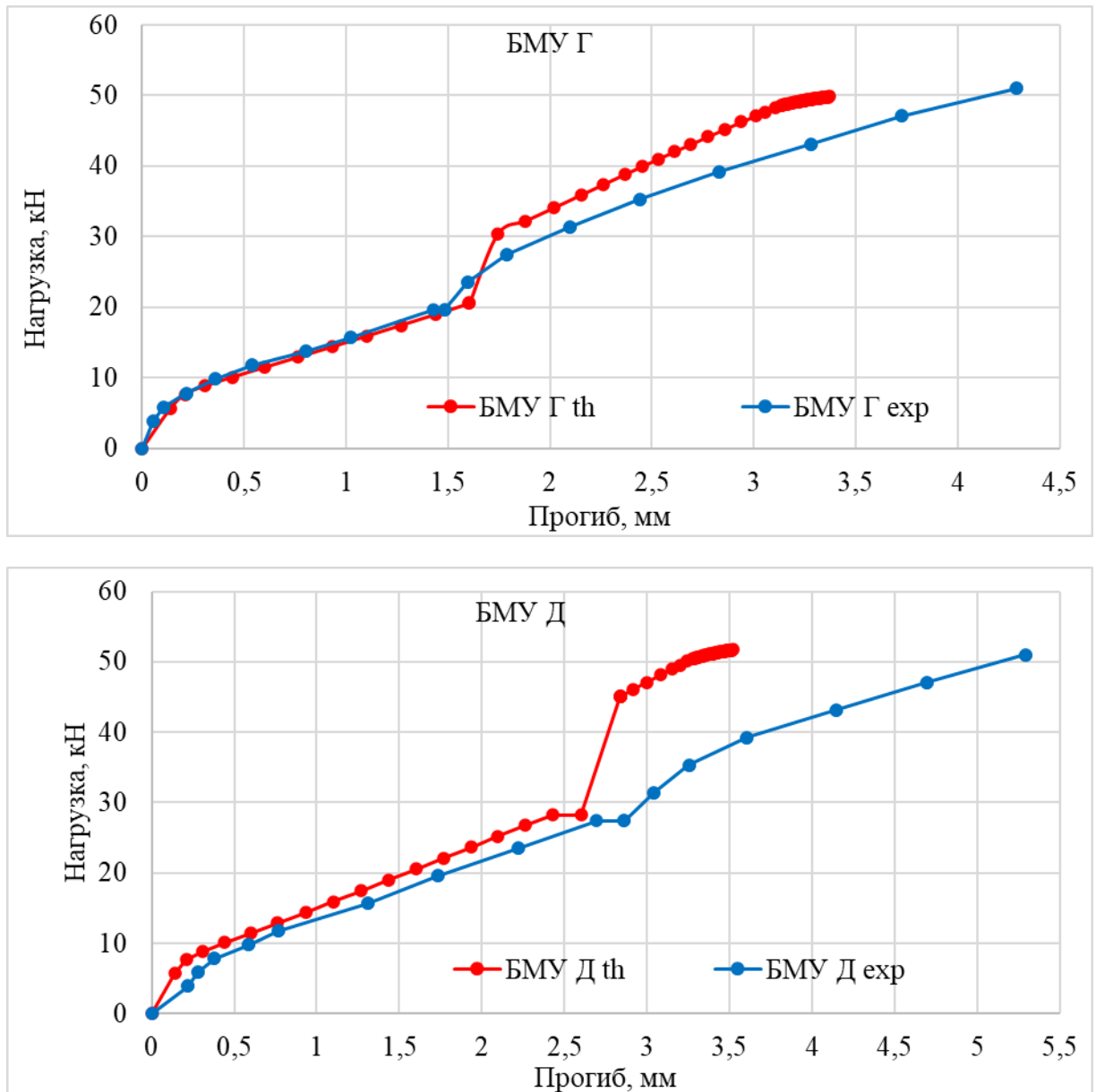


Рисунок 4.2 — Средние опытные и теоретические графики нагрузка-прогиб в середине пролетов экспериментальных образцов

Анализ графиков, приведенных на рисунке 4.2, показал, что средние опытные прогибы в середине пролетов в целом сопоставимы с теоретическими, полученными по предлагаемой методике. Однако, у образцов, усиленных под нагрузкой, наблюдается следующая тенденция: чем выше уровень нагрузки усиления, тем большее расхождение опытных и теоретических значений прогибов после усиления, что можно объяснить влиянием быстронатекающей ползучести, возникающей в результате выдержки образцов при усилении согласно методике проведения эксперимента.

При этом предельно допустимый нормативный прогиб для соответствующих образцов составляет $\frac{1}{120} l_0 = 10$ мм. Однако для двухпролетных неразрезных балок прогибы не являются определяющим предельным состоянием, т.к. по результатам упругого расчета максимальный прогиб двухпролетной неразрезной балки в зависимости от расчетной схемы в 2,28 - 2.4 раза меньше соответствующего значения однопролетной балки.

В рамках численных исследований выполнено сравнение средних по серии опытных значений прогибов в середине пролетов неразрезных балок при уровне нагружения соответствующем 80% от разрушающей образцов серии БМ с соответствующими расчетными значениями прогибов, определенных по предлагаемой методике, по инженерной методике на основе [105, 106] и по результатам численного моделирования в ПК ЛИРА-САПР 2022.

Опытные образцы были замоделированы в ПК ЛИРА-САПР 2022 с помощью 8-ми узловых объемных конечных элементов размером 10x10x20мм (рисунок 4.3). Для моделирования усиления углепластиком использовался конечный элемент «Пластина». Армирование выполнено из стержневых конечных элементов. Все конечные элементы, используемые при моделировании, позволяют выполнить расчет с учетом физической нелинейности. Жесткости были заданы с использованием реальных законов нелинейного деформирования, полученных при испытании материалов (п. 3.3).

Расчет эталонных образцов (БМ) и усиленных без нагрузки (БМУ) произведен шаговым методом с количеством равномерных шагов 10. Минимальное число итераций выбрано 300.

Для расчета образцов, усиленных под нагрузкой (БМУ Г, БМУ В, БМУ Д), использовалась расчетно-графическая система МОНТАЖ. Параметры организации шагового процесса решения нелинейных задач принимались такими же, как и для образцов БМ и БМУ.

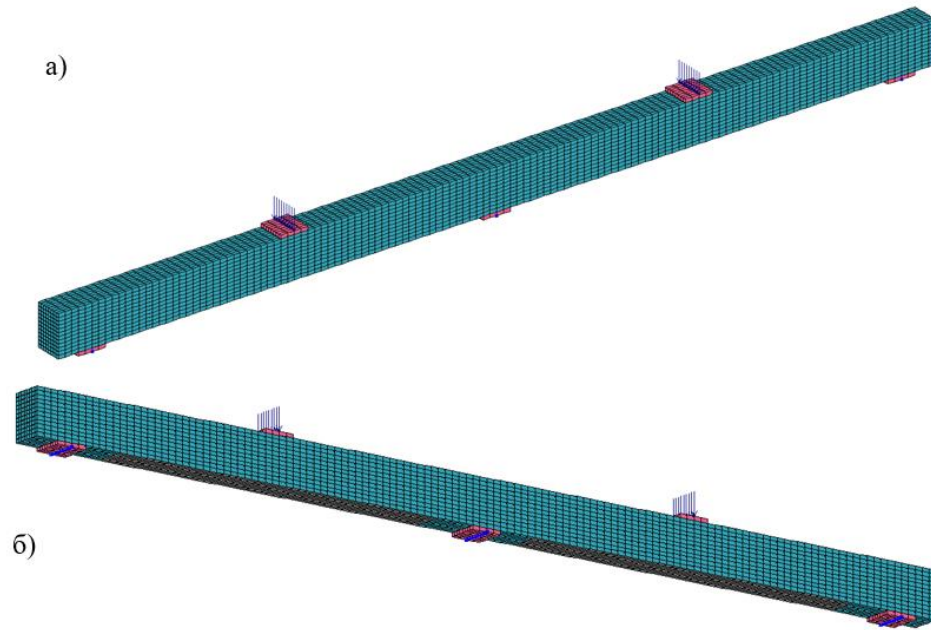


Рисунок 4.3 — Конечно элементная модель железобетонной балки:
а – образец без усиления; б – образец, усиленный углеродом

Результаты расчета, полученные в ПК ЛИРА-САПР 2022, приведены на рисунке 4.4 и в таблице 4.3

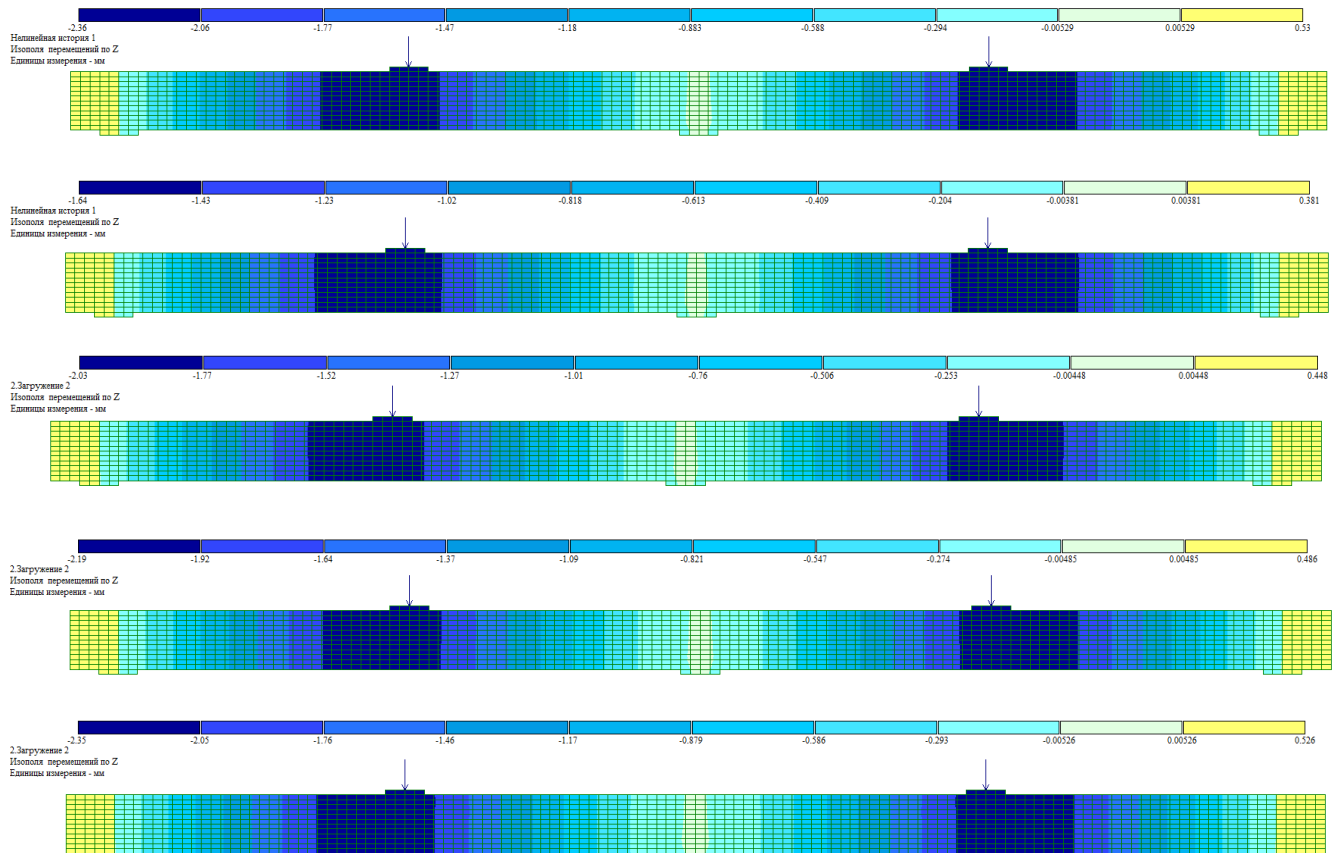


Рисунок 4.4 — Изополя перемещений образцов всех серий
при уровне нагружения соответствующей 80% от разрушающей серии БМ

Таблица 4.3 – Сравнение опытных и расчетных данных по деформативности неразрезных балок

Марка образцов	Значение прогиба в середине пролета $f_{0,8}$, мм							
	Опытное значение $f_{0,8}^{exp}$	Среднее опытное значение $\bar{f}_{0,8}^{exp}$	Расчетные значения					
			Инженерная методика на основе СП164		Предлагаемая методика		Нелинейная методика ЛИРА-САПР	
			$f_{0,8}^{СП}$	Отклонение, %	$f_{0,8}^{th}$	Отклонение, %	$f_{0,8}^{ЛИРА}$	Отклонение, %
1	2	3	4	5	6	7	8	9
БМ	2,45	2,56	2,32	+9,38	2,41	+5,86	2,36	+7,81
	2,62							
	2,61							
БМУ	1,39	1,41	1,31	+7,09	1,69	-19,86	1,64	-16,31
	1,47							
	1,37							
БМУ В	1,41	1,47	1,31	+10,88	1,55	-5,44	2,03	-38,10
	1,58							
	1,42							
БМУ Г	1,79	1,85	1,31	+29,19	1,74	+5,95	2,19	-18,39
	1,94							
	1,82							
БМУ Д	2,86	2,73	1,31	+52,01	2,43	+10,99	2,35	+13,92
	2,68							
	2,65							
Среднее отклонение по всем образцам, %				21,71		9,62		18,91
Среднеквадратическое отклонение				0,69		0,20		0,37

Результаты сравнения опытных и расчетных данных, приведенных в таблице 4.3, свидетельствуют о более точном определении прогибов с использованием предлагаемой методики, в отличие от инженерной методики действующих норм и нелинейной методике, заложенной в ПК ЛИРА-САПР (за исключением серии БМУ). Так, среднее отклонение значений прогибов экспериментальных образцов по предлагаемой методике составило 9,62%. В то время как при расчете по инженерной методике и методике расчета, заложенной в ПК ЛИРА-САПР, среднее отклонение прогибов составило 21,71% и 18,91%.

При этом среднеквадратическое отклонение по предлагаемой методике составило 0,20, по инженерной – 0,69, по ПК ЛИРА-САПР – 0,37.

Кроме того, на основании данных, приведенных в таблице 4.3, можно сделать вывод, что использование системы внешнего армирования на основе углепластика, способствует увеличению жесткости усиленных образцов. Величины прогибов при контрольной нагрузке $f_{0.8}$ всех усиленных балок ниже, чем эталонных, за исключением балок серии БМУ Д, и зависят от значения нагрузки усиления, что объясняется влиянием начальных прогибов в момент усиления. Наибольшее значение прогибов при контрольной нагрузке у не усиленных образцов (БМ) – 2,56 мм, что на 44,92%, 42,58%, 27,73% больше, чем у образцов серий БМУ, БМУ В, БМУ Г соответственно.

4.2.4 Численные исследования характера перераспределения усилий в неразрезных балках

Для дальнейшего анализа применимости предлагаемой методики расчета неразрезных железобетонных балок, внешне армированных углепластиком, были выполнены численные исследования характера перераспределения изгибающих моментов экспериментальных образцов на различных этапах нагружения.

Исследование включало в себя два этапа.

На первом этапе были выполнены численные исследования характера перераспределения усилий в экспериментальных образцах, усиленных полимеркомпозиционными материалами при различных уровнях нагружения. На основании полученных экспериментальных и расчетных данных, приведенных в таблицах 4.4–4.8, были построены экспериментальные и теоретические графики «нагрузка-изгибающий момент» для каждого из пролетов и промежуточной опоры, представленные на рисунке 4.5. Кроме того, в таблице 4.9 приведено сравнение опытных и теоретических значений изгибающих моментов при заданной нагрузке (34 кН) в экспериментальных балках.

Таблица 4.4 – Экспериментальные и расчетные значения усредненных по серии изгибающих моментов в пролетах и на опоре образцов серии БМ

Номер этапа	Опытная нагрузка, кН	Среднее по серии опытное значение моментов, кНм			Расчетная нагрузка, кН	Расчетное значение моментов по предлагаемой методике, кНм	
		В пролете $\bar{M}_{пр}^{exp}$	На опоре $\bar{M}_{оп}^{exp}$	В правом пролете $\bar{M}_{пр.п}^{exp}$		В пролете $\bar{M}_{пр}^{th}$	На опоре $M_{оп}^{th}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	0	0	0	0	0	0
2	3,92	0.338	-0.524	0.338	5,75	0,535	-0,654
3	5,88	0.549	-0.701	0.549	10,11	0,916	-1,201
4	7,85	0.803	-0.794	0.761	14,36	1,250	-1,808
5	9,81	0.972	-1.056	0.887	18,92	1,612	-2,451
6	11,77	1.141	-1.318	1.014	23,55	1,985	-3,097
7	13,73	1.268	-1.665	1.183	26,64	2,235	-3,522
8	15,69	1.500	-1.800	1.352	30,60	2,543	-4,094
9	19,61	1.859	-2.282	1.669	33,72	2,782	-4,551
10	23,54	2.239	-2.721	1.986	34,44	2,836	-4,660
11	27,46	2.620	-3.161	2.345	35,12	2,831	-4,874
12	31,38	2.789	-4.023	2.514	35,70	2,821	-5,066
13	35,30	2.937	-4.927	2.725	36,07	2,834	-5,151

Таблица 4.5 – Экспериментальные и расчетные значения усредненных по серии изгибающих моментов в пролетах и на опоре образцов серии БМУ

Номер этапа	Опытная нагрузка, кН	Среднее по серии опытное значение моментов, кНм			Расчетная нагрузка, кН	Расчетное значение моментов по предлагаемой методике, кНм	
		В левом пролете $\bar{M}_{пр.л}^{exp}$	На опоре $\bar{M}_{оп}^{exp}$	В правом пролете $\bar{M}_{пр.п}^{exp}$		В пролете $\bar{M}_{пр}^{th}$	На опоре $M_{оп}^{th}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	0	0	0	0	0	0
2	3,92	0.338	-0.524	0.338	5,79	0,539	-0,660
3	5,88	0.613	-0.575	0.592	8,10	0,774	-0,882
4	7,85	0.866	-0.668	0.803	11,34	1,085	-1,232
5	9,81	1.088	-0.824	1.035	16,65	1,565	-1,864
6	11,77	1.289	-1.023	1.225	18,50	1,733	-2,085

Продолжение таблицы 4.5

1	2	3	4	5	6	7	8
7	13,73	1.500	-1.200	1.405	22,28	2,077	-2,532
8	15,69	1.711	-1.377	1.616	27,99	2,598	-3,202
9	19,61	2.144	-1.711	1.996	33,64	3,116	-3,860
10	23,54	2.556	-2.087	2.398	37,74	3,496	-4,328
11	27,46	3.000	-2.400	2.778	40,91	3,799	-4,675
12	31,38	3.406	-2.788	3.188	44,06	4,105	-5,009
13	35,31	3.844	-3.113	3.583	46,35	4,333	-5,238
14	39,23	4.271	-3.458	3.979	46,59	4,366	-5,244
15	43,15	4.688	-3.825	4.375	46,92	4,416	-5,244
16	47,07	5.135	-4.129	4.833	46,96	4,422	-5,243

Таблица 4.6 – Экспериментальные и расчетные значения усредненных по серии изгибающих моментов в пролетах и на опоре образцов серии БМУ В

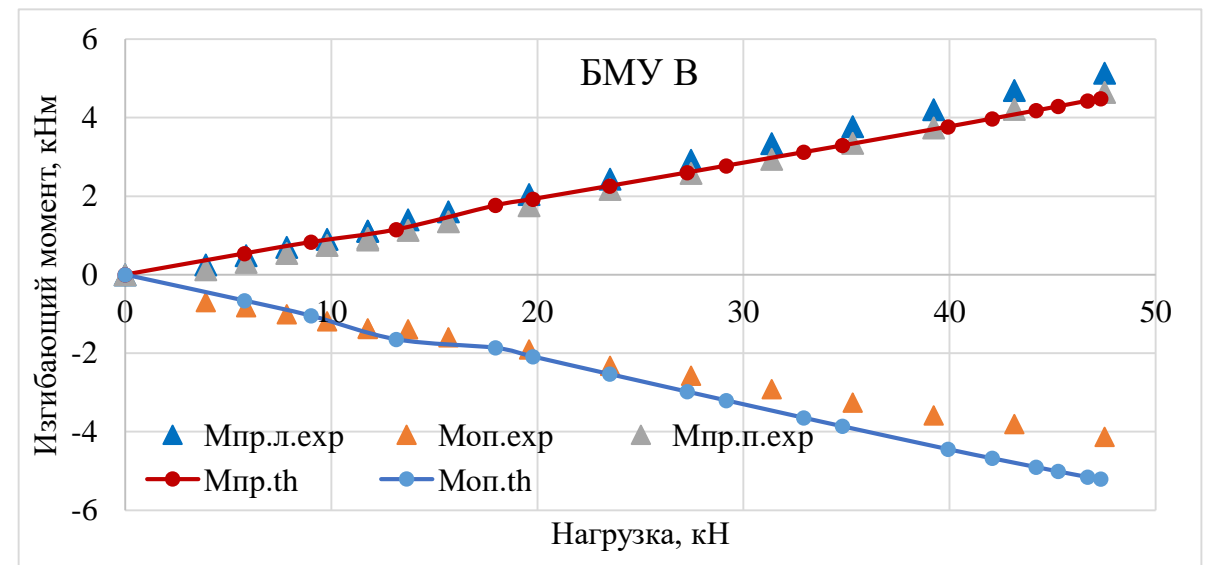
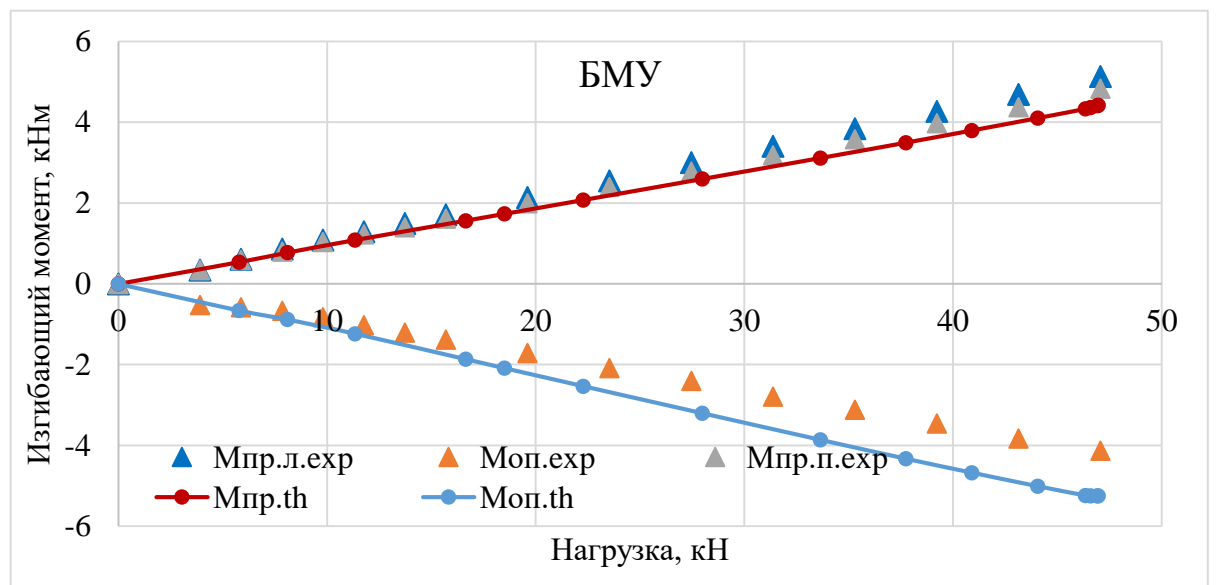
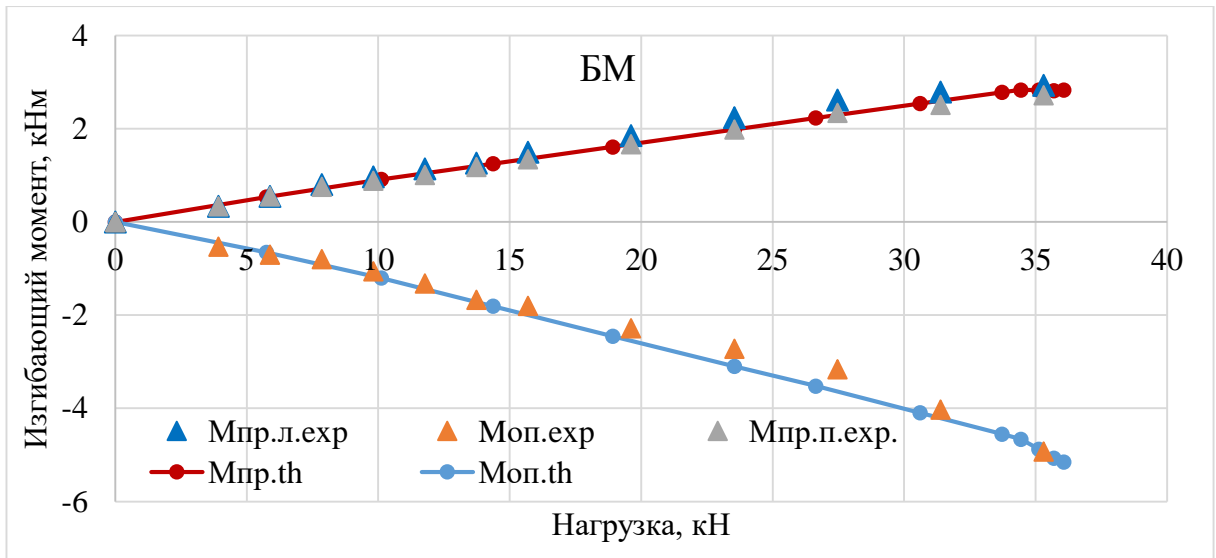
Номер этапа	Опытная нагрузка, кН	Среднее по серии опытное значение моментов, кНм			Расчетная нагрузка, кН	Расчетное значение моментов по предлагаемой методике, кНм	
		В левом пролете $\bar{M}_{пр.л}^{exp}$	На опоре $\bar{M}_{оп}^{exp}$	В правом пролете $\bar{M}_{пр.п}^{exp}$		В пролете $\bar{M}_{пр}^{th}$	На опоре $M_{оп}^{th}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	0	0	0	0	0	0
2	3,92	0,254	-0,693	0,127	5,79	0,539	-0,660
3	5,88	0,486	-0,828	0,317	9,02	0,830	-1,046
4	7,85	0,697	-1,006	0,549	13,16	1,151	-1,647
5	9,81	0,908	-1,183	0,750	17,98	1,765	-1,864
6	11,77	1,109	-1,382	0,930	19,79	1,926	-2,085
7	11,77	1,120	-1,361	0,887	23,51	2,260	-2,532
8	13,73	1,405	-1,390	1,130	27,28	2,602	-2,979
9	15,69	1,606	-1,589	1,352	29,17	2,775	-3,202
10	19,61	2,049	-1,901	1,764	32,93	3,119	-3,643
11	23,54	2,440	-2,320	2,176	34,80	3,290	-3,860
12	27,46	2,916	-2,568	2,588	39,94	3,769	-4,445
13	31,38	3,344	-2,913	2,947	42,07	3,974	-4,675
14	35,31	3,771	-3,258	3,354	44,21	4,182	-4,899
15	39,23	4,208	-3,583	3,740	45,27	4,285	-5,009
16	43,15	4,698	-3,804	4,219	46,71	4,430	-5,153
17	47,52	5,135	-4,129	4,646	47,34	4,485	-5,206

Таблица 4.7 – Экспериментальные и расчетные значения усредненных по серии изгибающих моментов в пролетах и на опоре образцов серии БМУ Г

Номер этапа	Опытная нагрузка, кН	Среднее по серии опытное значение моментов, кНм			Расчетная нагрузка, кН	Расчетное значение моментов по предлагаемой методике, кНм	
		В левом пролете $\bar{M}_{пр.л}^{exp}$	На опоре $\bar{M}_{оп}^{exp}$	В правом пролете $\bar{M}_{пр.п}^{exp}$		В пролете $\bar{M}_{пр}^{th}$	На опоре $M_{оп}^{th}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	0	0	0	0	0,000	0,000
2	3,92	0,296	-0,608	0,282	5,79	0,539	-0,660
3	5,88	0,507	-0,786	0,479	9,02	0,830	-1,046
4	7,85	0,711	-0,977	0,648	13,16	1,151	-1,647
5	9,81	0,859	-1,282	0,775	17,79	1,514	-2,308
6	11,77	1,056	-1,487	0,958	19,36	1,638	-2,532
7	13,73	1,218	-1,763	1,092	20,96	1,766	-2,756
8	15,69	1,408	-1,983	1,282	29,12	2,878	-2,979
9	19,61	1,775	-2,451	1,599	36,62	3,563	-3,860
10	19,61	1,775	-2,451	1,563	40,75	3,949	-4,328
11	23,54	2,275	-2,651	2,070	43,95	4,255	-4,675
12	27,46	2,754	-2,893	2,528	45,03	4,360	-4,788
13	31,38	3,174	-3,253	2,937	46,10	4,465	-4,899
14	35,31	3,611	-3,578	3,319	47,17	4,570	-5,009
15	39,23	4,021	-3,958	3,736	48,63	4,718	-5,153
16	43,15	4,486	-4,228	4,146	49,53	4,811	-5,238
17	47,07	4,917	-4,567	4,535	49,60	4,820	-5,240
18	50,99	5,326	-4,947	4,917	49,85	4,855	-5,245

Таблица 4.8 – Экспериментальные и расчетные значения усредненных по серии изгибающих моментов в пролетах и на опоре образцов серии БМУ Д

Номер этапа	Опытная нагрузка, кН	Среднее по серии опытное значение моментов, кНм			Расчетная нагрузка, кН	Расчетное значение моментов по предлагаемой методике, кНм	
		В левом пролете $\bar{M}_{пр.л}^{exp}$	На опоре $\bar{M}_{оп}^{exp}$	В правом пролете $\bar{M}_{пр.п}^{exp}$		В пролете $\bar{M}_{пр}^{th}$	На опоре $M_{оп}^{th}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	0	0	0	0	0,000	0,000
2	3,92	0.338	-0.52	0.338	5,79	0,539	-0,660
3	5,88	0.549	-0.70	0.549	9,02	0,830	-1,046
4	7,85	0.803	-0.79	0.761	13,16	1,151	-1,647
5	9,81	0.972	-1.06	0.930	17,79	1,514	-2,308
6	11,77	1.141	-1.32	1.056	19,36	1,638	-2,532
7	15,69	1.500	-1.80	1.437	27,28	2,271	-3,643
8	19,61	1.859	-2.28	1.775	28,80	2,390	-3,860
9	23,54	2.218	-2.76	2.070	40,14	4,002	-4,037
10	27,46	2.583	-3.23	2.430	44,85	4,447	-4,560
11	27,46	2.542	-3.32	2.408	45,92	4,550	-4,675
12	31,38	3.042	-3.52	2.873	46,98	4,654	-4,788
13	35,31	3.500	-3.80	3.292	48,04	4,757	-4,899
14	39,23	3.958	-4.08	3.729	49,10	4,861	-5,009
15	43,15	4.333	-4.53	4.125	49,99	4,948	-5,100
16	47,07	4.542	-5.32	4.542	50,54	5,004	-5,153
17	51,96	5.104	-5.39	4.875	51,09	5,059	-5,206



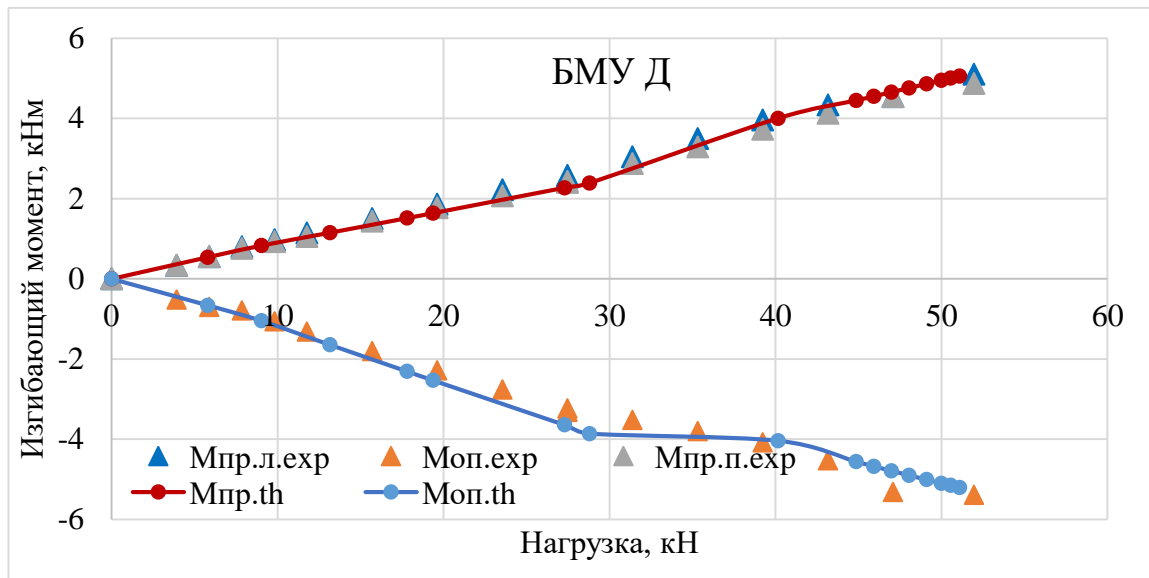
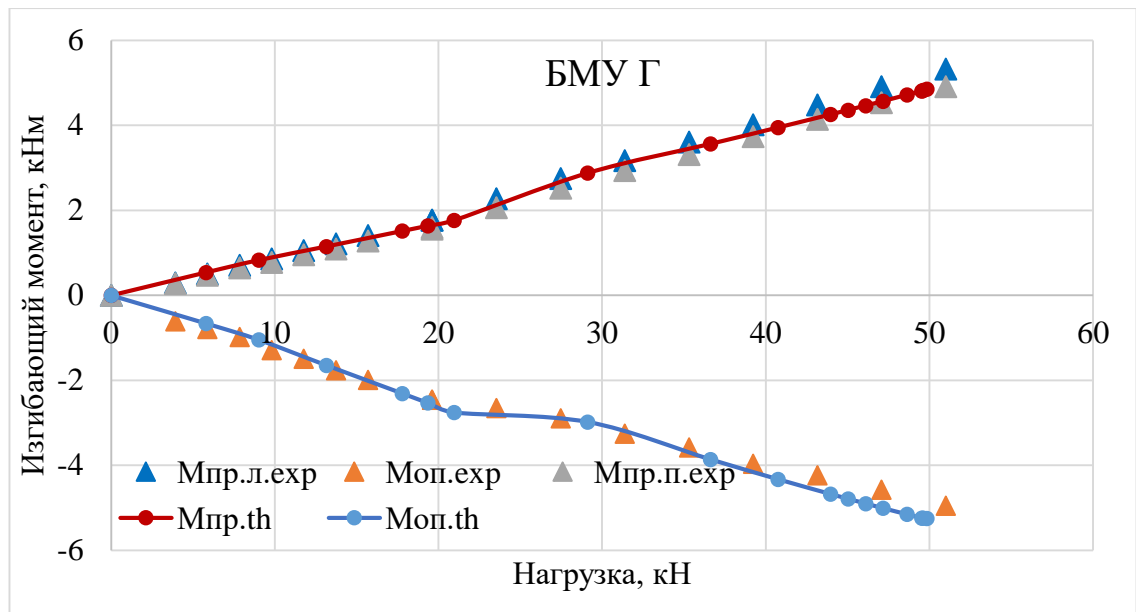


Рисунок 4.5 — Опытные и теоретические графики «нагрузка- изгибающий момент» экспериментальных образцов

Анализ графиков, приведенных на рисунке 4.5, показал, что опытные пролетные и опорные моменты сопоставимы с теоретическими, полученными по предлагаемой методике.

Как следует из таблицы 4.9, на одном из этапов нагружения среднеквадратическое отклонение вычисленных по предлагаемой методике пролетных $\bar{M}_{пр}^{th}$ и опорных $M_{оп}^{th}$ моментов от опытных составило 1,75 и 2,57 соответственно.

Таблица 4.9 – Сравнение опытных и теоретических значений изгибающих моментов при заданной нагрузке (34 кН) в экспериментальных балках

Серия балок	Среднее опытное значение моментов, кНм				Расчетное значение моментов по предлагаемой методике, кНм		Отклонение моментов, %		Соотношение моментов	
	В пролете $\bar{M}_{пр}^{exp}$	На опоре $\bar{M}_{оп}^{exp}$	$\frac{\bar{M}_{пр}^{exp}}{\bar{M}_{пр,БМ}^{exp}}$, %	$\frac{\bar{M}_{оп,i}^{exp}}{\bar{M}_{оп,БМ}^{exp}}$, %	В пролете $\bar{M}_{пр}^{th}$	На опоре $M_{оп}^{th}$	Пролетных	Опорных	$\frac{\bar{M}_{оп}^{exp}}{\bar{M}_{пр}^{exp}}$	$\frac{M_{оп}^{th}}{\bar{M}_{пр}^{th}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
БМ	2,71	-4,32	100	100	2,75	-4,49	-1,45	-3,78	1,59	1,63
БМУ	3,26	-3,47	120,3	80,3	3,09	-3,82	+5,21	-9,16	1,06	1,24
БМУ В	3,28	-3,38	121,0	78,2	3,15	-3,68	+3,96	-8,15	1,03	1,16
БМУ Г	3,06	-3,37	119,2	78,0	3,26	-3,47	-6,13	-2,88	1,04	1,06
БМУ Д	3,10	-3,61	114,4	83,6	3,03	-3,93	+2,26	-8,14	1,16	1,29
Среднее отклонение по всем образцам, %							3,8	6,42		
Среднеквадратическое отклонение							1,75	2,57		

Кроме того, на основании приведенных выше данных, можно сделать вывод, что на всех этапах нагружения соотношения значений опорного и пролетного изгибающий моментов, полученных в результате экспериментальных и численных исследований по предлагаемой методике, существенно отличаются от соответствующих соотношений, полученных в результате упругого расчета.

Таким образом, можно сделать вывод, что усиление углепластиком оказывает влияние на характер перераспределения изгибающих моментов, изменяя соотношения опорного $M_{оп}$ и пролетных $M_{пр}$ моментов. Так, на одном из этапов нагружения (таблица 4.9), близком к разрушению эталонных образцов, значения опытных соотношений опорного и среднего пролетного моментов эталонных образцов (БМ) составляет 1,59, а усиленных образцов серий БМУ, БМУ В, БМУ Г, БМУ Д – 1,06; 1,03; 1,04; 1,16 соответственно, т.е. использование внешнего армирования привело к разгрузению опоры на 33,3%, 35,2%, 34,6%, 27,1%.

В то время как на этом же этапе нагружения значения соотношений опорного и пролетного моментов, полученных по предлагаемой методике, эталонных

образцов (БМ) составляет 1,63, а усиленных образцов серий БМУ, БМУ В, БМУ Г, БМУ Д – 1,24; 1,16; 1,06; 1,29 соответственно, т.е. согласно расчету, использование внешнего армирования привело к разгрузению опоры на 23,9%, 28,8%, 34,9%, 20,9%.

Кроме того, с целью исследования влияния системы усиления на перераспределение внутренних усилий были выполнены численные исследования двухпролетных неразрезных железобетонных балок, внешне армированных углепластиком при различном уровне нагружения по трем схемам (рисунок 4.6):

1. в пролетах;
2. на промежуточной опоре;
3. в пролетах и на промежуточной опоре.

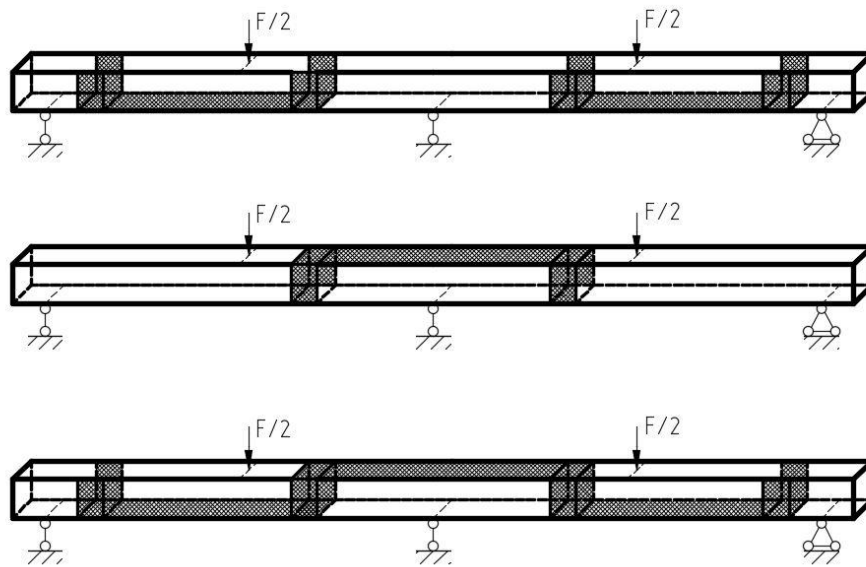


Рисунок 4.6 — Схемы усиления неразрезных балок, внешне армированных углепластиком под нагрузкой

Размеры поперечного сечения, величины пролетов, схема армирования, класс бетона по прочности на сжатие, класс стальной арматуры и тип волокна приняты одинаковыми. При этом коэффициент армирования на опоре принят в 2 раза больше, чем в пролете.

Уровень нагрузки усиления принят 0%; 30%; 50%; 70% от расчетной разрушающей не усиленных образцов.

Результаты расчетов приведены в таблице 4.10.

Таблица 4.10 – Сравнение теоретических значений изгибающих моментов при различных схемах усиления

Этап нагрузки, %	Изгибающий момент, кНм					Отношение моментов $\frac{M_{оп}}{M_{пр}}$				
	$M_{пр}^{эт}/M_{оп}^{эт}$	$M_{пр}^0/M_{оп}^0$	$M_{пр}^{30}/M_{оп}^{30}$	$M_{пр}^{50}/M_{оп}^{50}$	$M_{пр}^{70}/M_{оп}^{70}$	Нагрузка усиления, %				
						–	0	30	50	70
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Балки, внешне армированные в пролетах										
30	0,76/0,92	0,78/0,88	-/-	-/-	-/-	1.22	1.13	-	-	-
40	0,97/1,33	1,03/1,18	1,01/1,21	-/-	-/-	1.37	1.15	1.19	-	-
50	1,17/1,71	1,27/1,51	1,30/1,46	-/-	-/-	1.46	1.19	1.12	-	-
60	1,38/2,08	1,51/1,84	1,54/1,8	1,48/1,89	-/-	1.51	1.22	1.17	1.28	-
70	1,60/2,47	1,75/2,17	1,78/2,12	1,83/2,02	-/-	1.55	1.24	1.19	1.10	-
80	1,80/2,84	2,00/2,49	2,02/2,44	2,08/2,32	1,95/2,60	1.57	1.25	1.21	1.12	1.33
90	2,03/3,23	2,24/2,81	2,26/2,77	2,32/2,65	2,31/2,69	1.59	1.25	1.22	1.14	1.16
Балки, внешне армированные на опоре										
30	0,76/0,92	0,72/0,98	-/-	-/-	-/-	1.22	1.36	-	-	-
40	0,97/1,33	0,91/1,42	0,93/1,38	-/-	-/-	1.37	1.56	1,47	-	-
50	1,17/1,71	1,10/1,84	1,09/1,88	-/-	-/-	1.46	1,67	1,73	-	-
60	1,38/2,08	1,30/2,27	1,27/2,31	1,33/2,20	-/-	1.51	1,74	1,82	1,66	-
70	1,60/2,47	1,50/2,68	1,47/2,73	1,47/2,73	-/-	1.55	1,79	1,86	1,85	-
80	1,80/2,84	1,69/3,09	1,67/3,14	1,61/3,25	1,73/3,02	1.57	1,83	1,88	2,02	1,75
90	2,03/3,23	1,89/3,50	1,87/3,55	1,81/3,67	1,85/3,59	1.59	1,85	1,90	2,03	1,94
Балки, внешне армированные в пролетах и на опоре										
30	0,76/0,92	0,75/0,93	-/-	-/-	-/-	1.22	1,25	-	-	-
40	0,97/1,33	0,97/1,27	0,97/1,30	-/-	-/-	1.37	1,31	1,33	-	-
50	1,17/1,71	1,19/1,63	1,20/1,65	-/-	-/-	1.46	1,37	1,38	-	-
60	1,38/2,08	1,43/2,01	1,42/2,01	1,40/2,05	-/-	1.51	1,41	1,41	1,46	-
70	1,60/2,47	1,69/2,42	1,65/2,37	1,64/2,40	-/-	1.55	1,43	1,44	1,46	-
80	1,80/2,84	1,88/2,71	1,88/2,73	1,87/2,74	1,83/2,82	1.57	1,44	1,45	1,46	1,54
90	2,03/3,23	2,11/3,05	2,10/3,09	2,09/3,10	2,07/3,16	1.59	1,45	1,47	1,48	1,53

Для всех балок, усиленных под нагрузкой в пролетах, характерна следующая тенденция изменения соотношения опорного и пролетного моментов: на первом

этапе после усиления, происходит падение соотношения (2,5%, 12%, 14% у усиленных при 30%, 50% и 70% соответственно), а затем плавное возрастание на последующих этапах. В то время как у эталонных образцов оно постоянно растет. Таким образом, усилив пролетную зону можно разгрузить промежуточную опору.

У балок, усиленных на опоре, наблюдается обратная картина: соотношение моментов всех образцов, вне зависимости от нагрузки усиления, увеличивается. А внешнее армирование опоры приводит к уменьшению пролетного момента и увеличению опорного, т.е. усилив опорную зону можно разгрузить пролет.

Соотношения моментов у балок, внешне армированных в пролетах и на опоре на одном и том же этапе нагружения достаточно схожи. При этом их значения постепенно возрастают на каждом этапе нагружения.

4.3 Численные исследования напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов, усиленных углепластиком, других авторов

Для апробации предлагаемой методики были выполнены численные исследования не усиленных и внешне армированных двухпролетных неразрезных балок, путем сопоставления опытных и расчетных значений разрушающих нагрузок, опорных и пролетных моментов экспериментальных образцов представленных в открытом доступе, в исследованиях Крылова С.М., Зайцева Ю.В. (1958) [58], Корбух А.А. (1987) [55] и Ashour A.F. (2004) [131].

При этом при расчете неразрезных балок использовались фактические прочностные и деформативные характеристики материалов, приведенные в соответствующих работах. При недостатке исходных данных полные диаграммы деформирования бетона при сжатии были получены в соответствии с методическими указаниями [70], в зависимости от опытных значений прочности бетона на сжатие R_b и аппроксимированы полиномом пятой степени.

В работе [58] приведены результаты испытаний неразрезных железобетонных балок с различными схемами загрузки. В частности, представлены данные испытания двухпролетных неразрезных балок, нагруженных

четырьмя равными грузами в каждом пролете, тем самым приближая эпюру изгибающих моментов опытных образцов к параболе, отвечающей случаю равномерно распределенной нагрузки.

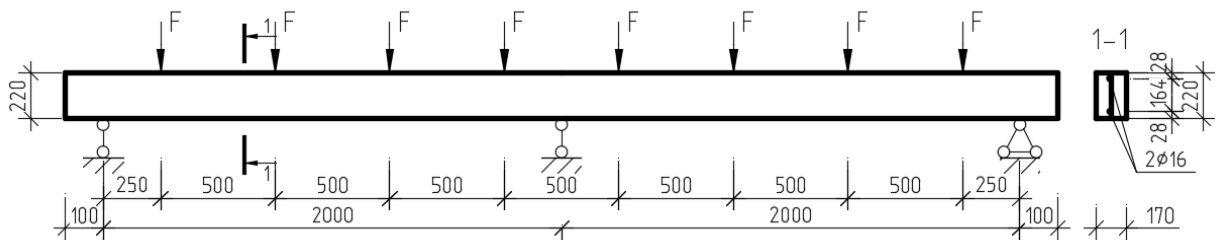


Рисунок 4.7 — Схема опытных образцов (Крылов С.М., Зайцев Ю.В. (1958))

Балки были прямоугольного сечения с размерами $b \times h = 170 \times 220$ мм, с одинаковым симметричным армированием опорных и пролетных сечений. Как в верхней, так и нижней зонах было уложено по 2 стержня арматуры периодического профиля диаметром 16 мм из стали марки Ст. 5 с действительным пределом текучести около $\sigma_y = 3800$ кг/см². Одинаковое армирование опорных и пролетных сечений было принято с таким расчетом, чтобы исключить влияние изменения отношения жесткостей в опорном и пролетном сечениях на перераспределение усилий.

Общая длина балок составляла $l = 420$ см, с величиной пролета в свету по $l_0 = 200$ см. Кубиковая прочность бетона балок к моменту испытания была равной около $R = 350$ кг/см².

По результатам расчетов среднеквадратическое отклонение опытных и теоретических значений пролетных и опорных моментов составило 0,30 и 2,59 соответственно.

На рисунке 4.7 и в таблице 4.11 представлены соответственно схема и результаты расчета по предлагаемой методике описанных выше опытных образцов.

Таблица 4.11 – Анализ опытных и теоретических пролетных и опорных изгибающих моментов образцов из работы [58] [Крылов С.М., Зайцев Ю.В. (1958)]

Марка образцов	Нагрузка, кг	Изгибающий момент		
		Опытный $\frac{M_{оп}^{exp}}{M_{пр}^{exp}}$, кг·м	Расчетный $\frac{M_{оп}^{th}}{M_{пр}^{th}}$, кг·м	Отклонение, %
1	2	3	4	5
Б-2	3000	1550	1461	+5,74
		920	889	+3,37
	4000	1975	1964	+0,56
		1260	1225	+2,78
Среднее отклонение, %				3,15
				3,08
Среднеквадратическое отклонение				2,59
				0,30

В работе [55] представлены результаты испытаний двух двухпролетных неразрезных балок (Б-1 и Б-2) сечением $b \times h = 80 \times 120$ мм и пролетом в свету $l_0 = 170$ см.

Опытные образцы были загружены двумя равными сосредоточенными силами, приложенными на расстоянии 0,55 м от промежуточной опоры.

Балки Б-1 и Б-2 отличались схемой армирования пролетных и опорных участков. Схема опытных образцов приведена на рисунке 4.8.

Характеристики бетона на момент испытания были следующие:

- Балка Б-1 – $R_b = 42,5$ МПа, $R_{bt} = 3,4$ МПа, $E_b = 30213$ МПа;
- Балка Б-2 – $R_b = 31,5$ МПа, $R_{bt} = 2,8$ МПа, $E_b = 17964$ МПа.

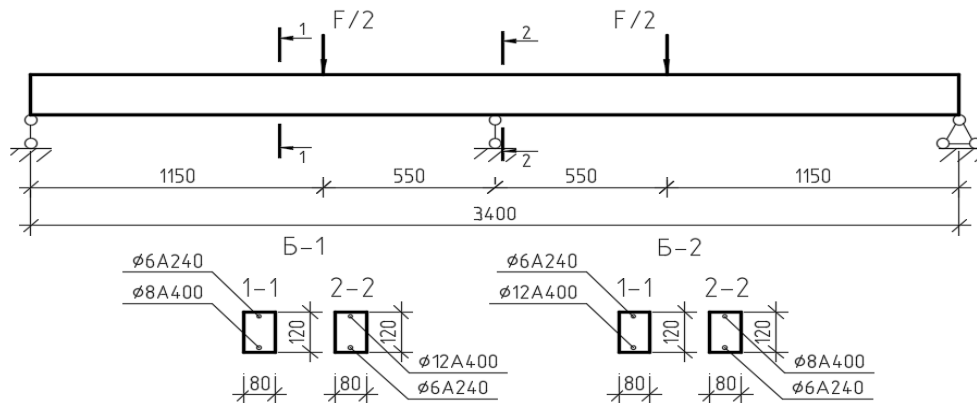


Рисунок 4.8 — Схема опытных образцов Б-1 и Б-2 [55]

По результатам расчетов (таблица 4.12) по предлагаемой методике описанных выше образцов среднее квадратическое отклонение опытных и теоретических значений предельных нагрузок составило 0,45.

Таблица 4.12 – Анализ опытных и теоретических предельных нагрузок образцов из работы [55] [Корбух Л.А 1987]

Марка образцов	Предельная нагрузка		
	Опытная F_{ult}^{exp} , кН	Расчетная F_{ult}^{th} , кН	Отклонение, %
1	2	3	4
Б-1	22,5	22,15	+1,56
Б-2	23,06	23,02	+2,46
Среднее отклонение, %			2,06
Среднеквадратическое отклонение			0,45

Кроме того, в рамках численных исследований был выполнен расчет четырех двухпролетных неразрезных балок, усиленных углепластиком [131].

Все балки имели одинаковые геометрические размеры: $b \times h = 150 \times 250$ мм, пролет в свету $l_0 = 3830$ мм. Армирование растянутой зоны образцов Н1, Н2, Н3, Н6 было принято двумя стрежнями диаметром 20 мм, сжатой – двумя стрежнями диаметром 8 мм с действительным пределом текучести $\sigma_y = 510$ МПа и 308 МПа соответственно.

Опытные образцы были загружены двумя равными сосредоточенными силами, приложенными в середине каждого пролета.

Размеры балки и армирование, а также схема приложения нагрузки приведены на рисунке 4.9.

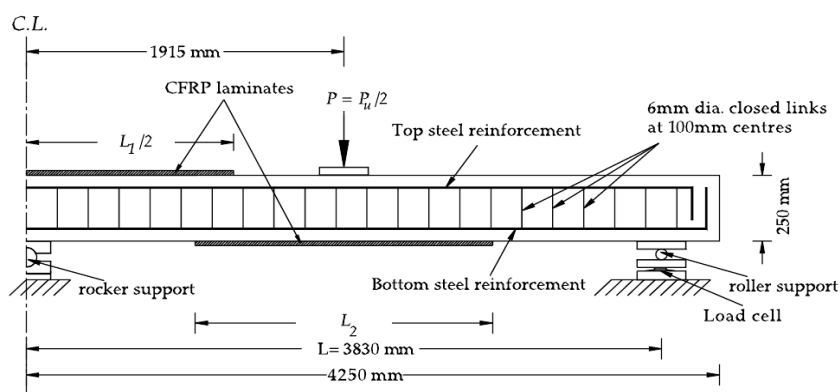


Рисунок 4.9 — Схема опытных образцов [131]

В рамках экспериментального исследования варьировались расположение, длина и толщина ламинатов углепластика. Балка Н1 была принята эталонной не усиленной. Образец Н2 и Н3 усилены на промежуточной опоре, а балка Н6 – на опоре и в пролетах (таблица 4.13).

Характеристики системы усиления: расчетное сопротивление на растяжение $R_f = 3900$ МПа, модуль упругости $E_f = 240$ ГПа.

Таблица 4.13 – Характеристики опытных образцов [131] [Ashour A.F. (2004)]

Марка образцов	Толщина одного слоя углепластика, мм	Ширина углепластика, мм	Усиление промежуточной опоры		Усиление пролетов		Прочность бетона на сжатие R_b , МПа
			Количество слоев	Длина, м	Количество слоев	Длина, м	
1	2	3	4	5	6	7	8
Н1	-	-	-	-	-	-	24,0
Н2	0,117	110	2	2,0	-	-	43,5
Н3			6	2,0	-	-	33,0
Н6			2	3,0	2	1,0	44,0

Таблица 4.14 – Анализ опытных и теоретических предельных нагрузок, а также опорных и пролетных моментов экспериментальных образцов из работы [131] [Ashour A.F. (2004)]

Марка образцов	Предельная нагрузка			Разрушающий момент		
	Опытная F_{ult}^{exp} , кН	Расчетная F_{ult}^{th} , кН	Отклонение, %	Опытный $\frac{M_{оп}^{exp}}{M_{пр}^{exp}}$, кНм	Расчетный $\frac{M_{оп}^{th}}{M_{пр}^{th}}$, кНм	Отклонение, %
1	2	3	4	5	6	7
Н-1	138,0	142,2	-3,04	42,42	42,37	+0,12
				56,78	52,35	+7,80
Н-2	152,3	150,1	+1,44	41,6	44,51	-6,99
				61,0	54,05	+11,39
Н-3	162,6	154,0	+5,29	46,48	45,61	+1,87
				59,56	55,68	+6,51
Н-6	164,3	172,9	-5,23	56,52	48,95	+13,39
				70,24	58,75	+16,35
Среднее отклонение, %			3,75			5,59
Среднеквадратическое отклонение			5,84			10,51
						3,65
						7,33

По результатам расчетов (табл. 4.14) по предлагаемой методике описанных выше образцов среднеквадратическое отклонение опытных и теоретических значений предельных нагрузок составило 5,84, опорных и пролетных моментов – 3,65 и 7,33 соответственно.

4.4 Выводы

Анализ данных, полученных в результате экспериментальных исследований, расчета по нормативной инженерной методике, а также методике, учитывающей физическую нелинейность и стадийность загрузений, заложенной в расчетном комплексе ЛИРА-САПР, показал, что предлагаемая методика расчета прочности нормальных сечений и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой, имеет приемлемую точность. Кроме того, прочностные и деформативные характеристики опытных образцов неразрезных балок, представленных в аналогичных экспериментальных исследованиях, сопоставимы с результатами расчета, полученными по предлагаемой методике.

Кроме того, было выявлено влияние расположения системы усиления на характер перераспределения внутренних усилий в двухпролетных неразрезных железобетонных балок, внешне армированных углепластиком при различном уровне нагружения.

Таким образом, проанализировав, приведенные выше опытные и расчетные данные, можно сделать вывод о применимости предлагаемой методики расчета параметров напряженно-деформированного состояния неразрезных железобетонных балок как не усиленных, так и внешне армированных, в том числе и с различной схемой загрузки.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработана методика определения напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов, усиленных углепластиком под нагрузкой, с учетом полной диаграммы деформирования бетона на всех стадиях работы конструкции, в том числе и закритической с учетом уровня НДС (нагрузки), при котором проводилось усиление.

2. Разработана методика статического расчета двухпролетной балки переменной жесткости методом заданных деформаций.

3. Разработана методика расчета неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком под нагрузкой, в основе которой лежит метод заданных деформаций, реализованный путем аппроксимации изогнутой оси балки кубическим сплайном. Данная методика позволяет выполнять расчет внешне усиленных полимеркомпозиционными материалами неразрезных железобетонных балок с различным видом нагружения, величиной пролетов, количеством участков в пролетах, в том числе определять параметры НДС любого сечения по всей их длине на всех этапах работы.

4. Принятый в представленной выше методике подход «от кривизны к моменту» существенно улучшает сходимость итерационного процесса при расчете неразрезных балок, особенно на высоких уровнях нагружения, поскольку здесь значительным изменениям кривизны соответствуют небольшие изменения моментов. Таким образом, данный алгоритм позволяет определять параметры НДС сечений в том числе и в закритической области, что актуально при организации итерационных расчетов статически неопределимых железобетонных балок, т.к. приводит к стабилизации итерационного процесса и исключению его «раскачки».

5. По результатам проведенных экспериментальных исследований прочности нормальных сечений и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных углепластиком на различном уровне нагружения, выявлены и экспериментально подтверждены характерные особенности их напряженно-деформированного состояния на всех этапах нагружения.

6. Анализ данных, полученных в результате экспериментальных исследований, расчета по нормативной инженерной методике, а также методике, учитывающей физическую нелинейность и стадийность загрузений, заложенной в расчетном комплексе ЛИРА-САПР, показал, что предлагаемая методика расчета прочности нормальных сечений и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой, имеет приемлемую точность. Кроме того, прочностные и деформативные характеристики опытных образцов неразрезных балок, представленных в аналогичных экспериментальных исследованиях, сопоставимы с результатами расчета, полученными по предлагаемой методике.

7. На основе проведенных экспериментально-аналитических исследований влияния внешнего армирования из углепластика выявлен характер перераспределения внутренних усилий в двухпролетных неразрезных железобетонных балках, внешне армированных углепластиком.

8. Подтверждена научно-техническая гипотеза о влиянии уровня нагрузки усиления на прочность нормальных сечений, деформативность и характер перераспределения усилий в неразрезных железобетонных балках, внешне армированных полимеркомпозиционными материалами.

Дальнейшее развитие исследований, может быть связано с разработкой на основе метода заданных деформаций методики расчета прочности и деформативности неразрезных железобетонных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами, с учетом истории нагружения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Астафьев, Д. О. Расчет реконструируемых железобетонных конструкций / Д.О. Астафьев. – Санкт-Петербург: СПбГАСУ, 1995. – 158 с.
2. Байков, В. Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В. Н. Байков, С. В. Горбатов, З. А. Димитров // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. – 1977. – № 6. – С. 15-18.
3. Байков, В. Н. Общий случай расчёта прочности элементов по нормальным сечениям / В. Н. Байков А. И. Додонов, Б. С. Расторгуев [и др.] // Бетон и железобетон. – 1987. – №5. – С. 16-18.
4. Байков, В. Н. Определение напряженно-деформированного состояния железобетонных балок в предельной стадии по неупругим зависимостям σ – ε для бетона и арматуры / В. Н. Байков В. В. Поздеев // Известия вузов. Строительство и архитектура – 1985. – №1. – С. 1-5.
5. Бамбура, А. Н. Диаграмма «напряжения-деформации» для бетона при центральном сжатии / А.Н. Бамбура // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. – Ростов-на-Дону: РИСИ. – 1980. – С.19-22.
6. Бамбура, А. Н. К оценке прочности железобетонных конструкций на основе деформационного подхода и реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры / А.Н. Бамбура // Материалы 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона «Бетон на рубеже третьего тысячелетия». – Москва. – 9-14 сентября 2001. – Т. 2. – С.750-757.
7. Бачинский, В. Я. Методические рекомендации по определению параметров диаграммы « σ – ε » бетона при кратковременном сжатии / В. Я. Бачинский, А. Н. Бамбура, С. С. Ватагин [и др.]. – Киев: НИИСК Госстроя СССР, 1985. – 16 с.
8. Бачинский, В. Я. Некоторые вопросы, связанные с построением общей теории железобетона / В. Я. Бачинский // Бетон и железобетон. – 1979. – №11. – С. 35-36.
9. Бачинский, В. Я. Несущая способность железобетонных балок при

силовых и деформационных воздействиях / В. Я. Бачинский, А. Н. Бамбура, А. И. Голоднов, А. Е. Жданов / НИИСК Госстроя СССР. – Деп. во ВНИИСК Госстроя СССР №6807. – Киев, 1986. – вып. 6. – 9 с.

10. Беккиев, М. Ю. Расчет изгибаемых железобетонных элементов различной формы поперечного сечения с учетом нисходящей ветви деформирования / М. Ю. Беккиев, Л. Р. Маилян. – Нальчик: Кабардино-балкарский агрометеорологический институт, 1985. – 132 с.

11. Берлинов, М. В. Оценка напряженного состояния поврежденных коррозией железобетонных конструкций перед усилением / М. В. Берлинов // Научное обозрение. – 2016. – № 7. – С. 11-14.

12. Бокарев, С. А. Экспериментальные исследования при пониженных и повышенных температурах железобетонных образцов, усиленных полимерными композиционными материалами [Текст] / С. А. Бокарев, А. Н. Костенко, Д. Н. Смердов, А. А. Неровных // Интернет-журнал «Науковедение». – 2013. – № 3 (16). – С. 1-9.

13. Бондаренко, В. М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.

14. Бондаренко, В. М. Некоторые вопросы нелинейности теории железобетона / В. М. Бондаренко. – Харьков: Изд-во Харьк. ун-та, 1968. – 324 с.

15. Бондаренко, В. М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона / В. М. Бондаренко В. И. Колчунов. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 472 с.

16. Бондаренко, С. В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / С. В. Бондаренко, Р. С. Санжаровский. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.

17. Быков, А. А. Экспериментальное исследование прочностных и деформационных характеристик железобетонных балок, усиленных углепластиком / А. А. Быков, С. Д. Румянцев, А. С. Бирин // Вестник ПНИПУ. – 2016. – № 2 (22). – С. 112-126.

18. Гвоздев, А. А. О расчете перемещений (прогибов) железобетонных конструкций по проекту новых норм (СНиП II-V.1-62) / А.А. Гвоздев, С. А.

- Дмитриев, Я. М. Немировский // Бетон и железобетон. – 1962. – № 6. – С. 245-250.
19. Гвоздев, А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. Сущность метода и его обоснование / А. А. Гвоздев. – М.: Госстройиздат, 1948. – 280 с.
20. Гениев, Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г. А. Гениев, В. Н. Киссюк, Г. А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 314 с.
21. Голышев, А. Б. К разработке прикладной теории расчета железобетонных конструкций [Текст] / А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский // Бетон и железобетон. – 1985. – №6. – С. 16-18.
22. ГОСТ Р 57407—2017 Волокна углеродные. Общие технические требования и методы испытаний. М.: Стандартинформ, 2017. – 11 с.
23. ГОСТ Р 57970—2017 Композиты углеродные. Углеродные композиты, армированные углеродным волокном. Классификация. М.: Стандартинформ, 2017. – 16 с.
24. Григорьева, Я. Е. Экспериментальное исследование влияния внешнего армирования изгибаемых железобетонных балок углеволокном на прочность и жесткость конструкций / Я.Е. Григорьева // Вестник Московского государственного строительного университета. – 2011. – № 8. – С. 181-184.
25. Гуца, Ю. П. К вопросу о совершенствовании методов расчета деформаций железобетонных элементов / Ю. П. Гуца, Л. Л. Лемыш // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. – № 8. – С. 26-39.
26. Гуца, Ю. П. Расчёт деформаций конструкций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружениях [Текст] / Ю. П. Гуца, Л. Л. Лемыш // Бетон и железобетон. – 1985. – № 11. – С.13-16.
27. Дрокин, С. В. Расчет и проектирование каркасных конструктивных систем с учетом влияния дефектов: монография [Текст] / С. В. Дрокин, Г. А. Смоляго, А. Е. Жданов. — Белгород: Изд-во БГТУ, 2015. – 139 с.
28. Дронов, А.В. Прочность и деформативность железобетонных изгибаемых элементов с коррозионными повреждениями: дисс. ... канд. техн. наук:

05.23.01 / Дронов Андрей Васильевич. – Белгород, 2017. – 163 с.

29. Ерышев, В. А. Методика расчета деформаций изгибаемого железобетонного элемента при разгрузке / В. А. Ерышев, Д. С. Тошин, Д. И. Латышев // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2009. – № 2-22. – С. 6-13.

30. Ерышев, В. А. Расчетная модель определения остаточных деформаций изгибаемых железобетонных элементов при разгрузке / В. А. Ерышев, Д. С. Тошин, Д. И. Латышев // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2009. – № 1(11). – С. 85-91.

31. Есипов, С. М. Усиление железобетонных элементов внешним армированием / С. М. Есипов, С. И. Меркулов. – Белгород: Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, 2023. – 179 с.

32. Жданов, А. Е. Несущая способность неразрезных железобетонных балок при силовых и деформационных воздействиях: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Жданов Александр Егорович. – Киев, 1989. – 171 с.

33. Зак, М. Л. Аналитическое представление диаграммы сжатия бетона. Совершенствование методов расчета статически неопределимых конструкций / М. Л. Зак, Ю. П. Гуца // М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – С. 103-107.

34. Залесов, А. С. Практический метод расчета железобетонных конструкций по деформациям / А. С. Залесов, В. В. Фигоровский. – М.: Стройиздат, 1976. – 101 с.

35. Залесов, А. С. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям [Текст] / А. С. Залесов. – М.: Книга по Требованию, 2012. – 320 с.

36. Ильин, О.Ф. Опыт построения обобщенного метода расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом особенностей свойств различных бетонов / О.Ф. Ильин, А.С. Залесов // Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – С. 100-110.

37. ИСО 14125:1998 (ГОСТ Р 56805–2015) Композиты полимерные.

Методы определения механических характеристик при изгибе (Материалы композиционные полимерные, армированные волокном. Определение свойств при изгибе (ISO 14125:1998 Fibre-reinforced plastic composites – Determination of flexural properties). – М.: Стандартинформ, 2016. – 14 с.

38. ИСО 14126:1999 Материалы композиционные пластмассовые, армированные волокнами. Определение свойств при сжатии в направлении плоскости расслаивания (ISO 14126:1999 Fibre-reinforced plastic composites – Determination of compressive properties in the in-plane direction). – М.: Стандартинформ, 2016. – 26 с.

39. ИСО 14130:1997 (ГОСТ 32659–2014) Композиты полимерные. Методы испытаний. Определение кажущегося предела прочности при межслойном сдвиге методом испытания короткой балки (Материалы композиционные полимерные армированные волокном. Определение кажущейся межслойной прочности на сдвиг методом испытания коротких балок) (ISO 14130:1997 Fibre-reinforced plastic composites - Determination of apparent interlaminar shear strength by short-beam method). – М.: Стандартинформ, 2014. – 15 с.

40. ИСО 527-4:1997 (ГОСТ 32656–2017) Композиты полимерные. Методы испытаний. Испытания на растяжение (Пластмассы. Определение механических свойств при растяжении. Часть 4. Условия испытаний для изотропных и ортотропных пластических композиционных материалов, армированных волокнами (ISO 527-4:1997 Plastics – Determination of tensile properties – Part 4: Test conditions for isotropic and orthotropic fibre-reinforced plastic composites). – М.: Стандартинформ, 2017. – 33 с.

41. Кабанцев, О. В. Методы расчета сейсмоусиления конструкций из каменной кладки односторонними монолитными железобетонными аппликациями / О. В. Кабанцев // Вестник МГСУ. – 2011. – № 2-1. – С. 51-57.

42. Карпенко, Н. И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры / Н. И. Карпенко, Т. А. Мухамедиев, А. Н. Петров // Напряжённо-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1986. – С.7-25.

43. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
44. Карпенко, Н. И. Учет деформаций ползучести и длительного сопротивления бетона в методике диаграмм-изохорн / Н. И. Карпенко, Т. А. Мухамедиев, Петров А. Н. // Сб. Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций / Под ред. Н. И. Карпенко, Т. А. Мухамедиева. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – С. 66-81.
45. Карпенко, С. Н. Модели деформирования железобетона в приращениях и методы расчёта конструкций: автореф. дисс. на соиск. ... докт. техн. наук : 05.23.01 / Карпенко Сергей Николаевич. – М., 2010. – 48 с.
46. Карпенко, Н. И. Диаграммы деформирования бетона, их трансформация в зависимости от различных факторов и использование в расчетах конструкций / Н. И. Карпенко, Т. А. Мухамедиев, М. А. Сапожников // НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – С. 4-24.
47. Карпенко, Н. И. К построению обобщенной зависимости для диаграммы деформирования бетона / Н.И. Карпенко // Строительные конструкции. – 1983. – С. 164-173.
48. Клевцов, В. А. Разработка, исследование, диагностика и усиление железобетонных конструкций / В. А. Клевцов, Н. Н. Коровин // Бетон и железобетон. – 1997. – № 5. – С. 21-22.
49. Ключева, Н. В. Алгоритм расчета живучести статически неопределимых железобетонных балок / Н. В. Ключева, Н. Б. Андросова, А. С. Бухтиярова // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2007. – № 3-15. – С. 14-22.
50. Кодыш, Э. Н. Совершенствование метода расчета каркасов реконструируемых зданий / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, Н. Г. Келасьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2006. – № 2. – С. 16-18.
51. Колчунов, В. И. Расчётная модель для определения трещиностойкости составных железобетонных балок с податливым швом сдвига / В. И. Колчунов, А. И. Никулин // Известия вузов. Строительство. – 2000. – №10. – С. 8-13.

52. Колчунов, Вл. И. Анализ основного параметра (ψ_s) при расчёте эффекта нарушения сплошности бетона в железобетонных конструкциях / Вл. И. Колчунов, В. Н. Примочкин // Вестник центрального отделения РААСН. – 2006. – № 5. – С. 73-80.

53. Колчунов, Вл. И. Напряжённо-деформированное состояние железобетонных конструкций составного сечения до появления трещин / Вл. И. Колчунов, С. И. Горностаев // Известия ОрёлГТУ. Серия строительство. Транспорт. – 2008. – №1/17 (542). – С. 15-21.

54. Колчунов, Вл. И. Деформационные модели железобетона при особых воздействиях / Вл. И. Колчунов, В. И. Колчунов, Н. В. Федорова // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – № 8. – С. 54-60.

55. Корбух, А. А. Прочность и деформации статически неопределимых железобетонных балок при совместном воздействии нагрузки и циклического замораживания и оттаивания: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Корбух Аркадий Александрович. – М., 1987. – 170 с.

56. Король, Е. А. Деформационная модель для расчета трехслойных железобетонных элементов / Е. А. Король // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2004. – № 5(545). – С. 11-17.

57. Крылов, С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях / С. М. Крылов. — М: Издательство литературы по строительству, 1964. – 168 с.

58. Крылов, С. М. Исследование перераспределения усилий в неразрезных железобетонных балках / С. М. Крылов, Ю. В. Зайцев // Расчет железобетонных конструкций. М., 1981. – С. 274-310.

59. Крылов, С. Б. Учет перераспределения усилий с помощью диаграмм деформирования при расчете железобетонных конструкций / С. Б. Крылов // Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах (12-16 мая 2014 г.). – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2014. – Т. 1. – С. 76-82.

60. Крючков, А. А. Деформативность сборно-монолитных стержневых конструкций: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Андрей Александрович Крючков. – Белгород, 2006. – 151 с.

61. Лившиц, Я. Д. К оценке несущей способности железобетонных пролетных строений мостов / Я. Д. Лившиц, С. И. Литвяк // Транспортное строительство. – 1974. – № 4. – С. 5-8.

62. Маилян, Л. Р. Вопросы исследования прочности нормальных сечений балок, усиленных различными видами композитных материалов / Л. Р. Маилян, П. П. Польской, Михуб Ахмад // Инженерный вестник Дона. – 2013. – № 2. – С. 99-103.

63. Маилян, Л. Р. Приближенный метод расчета неразрезных балок с учетом перераспределения усилий / Л. Р. Маилян // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 8. – С. 35-36.

64. Маилян, Л. Р. Разработка методов системного комплексного расчета железобетонных статически неопределимых балок с учетом полных диаграмм деформирования материалов, сечений и конструкций на статические, повторные и динамические воздействия: автореф. дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Маилян Левон Рафаэлович – М., 1989. – 48 с.

65. Маилян, Л. Р. Расчет статически неопределимых железобетонных балок методом неустойчиво-пластических связей. / Л. Р. Маилян // Вопросы расчета железобетона. – Ростов-на-Дону: РИСИ, 1983. – 114-124 с.

66. Маилян, Л. Р. Совершенствование методов расчета и проектирования железобетонных конструкций / Л. Р. Маилян // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. – Ростов-на-Дону: РИСИ, 1986. – С 3-14.

67. Меркулов, С. И. Экспериментальные исследования железобетонных элементов, усиленных внешним армированием композитными материалами / С. И. Меркулов, С. М. Есипов // «Лолейтовские чтения – 150». Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям: сборник докладов Международной научно-практической конференции,

посвященной 150-летию А.Ф. Лолейта (30 ноября 2018 г.). – Москва: Издательство МИСИ – МГСУ, 2018. – С. 248-252.

68. Меркулов, С. И. Расчёт железобетонных конструкций с учётом специфических особенностей их работы / С. И. Меркулов, В. М. Дворников, А. И. Тарасенко // Материалы международной научно-практической конференции «Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения». – 2007. – С. 90-93.

69. Меркулов, С. И. Конструктивная безопасность эксплуатируемых железобетонных конструкций / С. И. Меркулов // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – № 4. – С. 53-54.

70. Методические рекомендации по уточнённом расчёту железобетонных элементов с учётом полной диаграммы сжатия бетона. – К.:НИИСК Госстроя СССР. – 1987. – 24 с.

71. Мирсаяпов, И. Т. Трещиностойкость и деформативность сборно-монолитных изгибаемых конструкций с учетом предварительного нагружения сборного элемента / И. Т. Мирсаяпов, Л. Ф. Сиразиев // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – № 9. – С. 42-43.

72. Морозов, В. И. Расчет изгибаемых элементов с высокопрочной арматурой с фибровым армированием растянутых зон / В. И. Морозов, Ю. В. Пухаренко, Э. К. Опбул // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – №2. – С. 36-39.

73. Морозов, В. И. Экспериментальные исследования двухпролетных железобетонных балок, усиленных композитными материалами по наклонному сечению / В. И. Морозов, А. В. Юшин // Вестник гражданских инженеров. СПб: СПбГАСУ. – 2014. – № 5 (46). – С 77-84.

74. Мурашев, В. И. Теория появления и раскрытия трещин, расчёт жесткости железобетонных элементов / В. И. Мурашев // Строительная промышленность – 1940. – №11. – С. 7-10.

75. Мурашев, В. И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона (основы сопротивления бетона). / В. И. Мурашев – Машстройиздат, 1950. – 268 с.

76. Мухамедиев, Т. А. Особенности расчета прочности железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами / Т. А. Мухамедиев, А. И. Звездов // Строительные материалы. – 2017. – № 1-2. – С. 73-77.

77. Мухамедиев, Т. А. Расчет по прочности нормальных сечений железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами / Т. А. Мухамедиев, Д. В. Кузеванов // Бетон и железобетон. – 2013. – № 6. – С. 20-24.

78. Мухамедиев, Т. А. Расчет прочности наклонных сечений железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами / Т. А. Мухамедиев, С. И. Иванов, Н. В. Фаткуллин // Бетон и железобетон. – 2013. – № 4. – С. 12-14.

79. Мэттьюз, Ф. Композитные материалы. Механика и технология / Ф. Мэттьюз, Р. Ролингс. – М.: Техносфера, 2004. – 408 с.

80. Нелепов, А. Р. Методология обследований, оценки состояния, надежности и реконструкция зданий [Текст] / А. Р. Нелепов. – Омск: Изд-во СибАДИ, 2002. – 810 с.

81. Никулин, А. И. Методика расчета несущей способности усиленных под нагрузкой железобетонных элементов таврового сечения / А. И. Никулин // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2006. – № 1-2. – С. 28-36.

82. Обернихина, Я. Л. Перераспределение усилий в неразрезных железобетонных балках, усиленных углепластиком под нагрузкой / Обернихина Я. Л., Смоляго Г. А. // Строительство и реконструкция. – 2024. – № 5(115). – С. 23-30.

83. Овчинников, И. И. Моделирование кинетики деформирования армированных конструкций в специальных эксплуатационных средах: моногр. [Текст] / И. И. Овчинников, В. И. Мигунов, И. Г. Овчинников. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 280 с.

84. Овчинников, И. И. Анализ экспериментальных исследований по усилению железобетонных конструкций полимерными композитными материалами. Ч.1. Отечественные эксперименты при статическом нагружении [Электронный ресурс] / И. И. Овчинников, И. Г. Овчинников, Г. В. Чесноков, Е. С.

Михалдыкин // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ». – 2016. – Т.8. – № 3. – Режим доступа: <http://naukovedenie.ru/PDF>.

85. Овчинников, И. И. Анализ экспериментальных исследований по усилению железобетонных конструкций полимерными композитными материалами. Ч.2. Влияние температуры [Электронный ресурс] / И. И. Овчинников, И. Г. Овчинников, Г. В. Чесноков, Е. С. Михалдыкин // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ». – 2016. – Т. 8. – № 4. – Режим доступа: <http://naukovedenie.ru/PDF/01TVN416.pdf>.

86. Паньшин, Л. Л. Расчет колонн монолитных многоэтажных зданий по деформированной схеме / Л. Л. Паньшин, Н. А. Беликов // Бетон и железобетон. – 2008. – № 4. – С. 21-23.

87. Пецольд, Т. М. Расчёт усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Т. М. Пецольд, Д. Н. Лазовский // Бетон и железобетон. – 1999. – № 1. – С. 11-14.

88. Плевков, В. С. Оценка технического состояния, восстановление и усиление строительных конструкций инженерных сооружений / В. С. Плевков, В. С. Плевков, А. И. Мальганов, И. В. Балдин. – Москва: Изд-во АСВ, 2011. – 313 с.

89. Попеско, А. И. Расчет усиленных под нагрузкой железобетонных стержней с коррозионными повреждениями / А. И. Попеско, О. И. Анцыгин, А. А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2006. – № 4. – С. 22-23.

90. Попов, Н. Н. Работа изгибаемых элементов при снижении несущей способности / Н. Н. Попов, А. И. Плотников, И. К. Белобров // Бетон и железобетон. – 1986. – №6. – С.19-20.

91. Римшин, В. И. Композитное усиление железобетонных изгибаемых элементов, поврежденных под воздействием хлоридной агрессивной среды / В. И. Римшин, Л. А. Сулейманова, П. А. Амелин, Н. В. Фролов // Эксперт: теория и практика. – 2023. – № 1 (20). – С. 29-34.

92. Санжаровский, Р.С. Устойчивость элементов строительных конструкций при ползучести / Р.С. Санжаровский. – Л.: Изд. ЛГУ, 1984. – 217 с.

93. Симбиркин, В. Н. К расчёту напряжённо-деформированного состояния

и прочности элементов железобетонных конструкций по нормальным сечениям / В. Н. Симбиркин, В. В. Матковский // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2010. – №4. – С.20-26.

94. Смердов, М. Н. Отечественный опыт экспериментальных исследований долговечности железобетонных элементов, - усиленных полимерными композиционными материалами / М. Н. Смердов, Е. О. Селиванова // Инновационный транспорт. – 2015. – №2. – С. 60-63.

95. Смердов, М.Н. Экспериментальные исследования прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, армированных в сжатой и растянутой зоне неметаллической композиционной арматурой / М. Н. Смердов, Д. Н. Смердов. А. О Клементьев // Транспорт Урала. – 2014. – №4. С. 49-54.

96. Смоляго, Г. А. Определение коэффициента ψ_s в тонкостенных пространственных железобетонных конструкциях / Г. А. Смоляго // Исследование и разработка эффективных конструкций, методов возведения зданий и сооружений: Сб. научн. Трудов. – Белгород: Изд-во БелГТАСМ, 1996. – С. 216-218.

97. Смоляго, Г. А. Влияние уровня нагрузки усиления на несущую способность железобетонных балок, внешне армированных углепластиком / Г. А. Смоляго, А. Е. Жданов, Я. Л. Обернихина // Железобетонные конструкции. – 2023. – № 3(3). – С. 49-61.

98. Смоляго, Г. А. Обзор эффективности усиления полимеркомпозитными материалами. Огнестойкость конструкций / Г. А. Смоляго, Я. Л. Обернихина // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2021. – № 2. – С. 15-27.

99. Смоляго, Г. А. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных углепластиком / Г. А. Смоляго, Я. Л. Обернихина // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2022. – № 4. – С. 25-38.

100. Смоляго, Г. А. Статический расчет однопролетной балки переменной жесткости методом заданных деформаций / Г. А. Смоляго, А. Е. Жданов, Н. В. Фролов, Я. Л. Обернихина // Строительная механика и расчет сооружений. – 2023. – № 5(310). – С. 12-21.

101. Смоляго, Г. А. Статический расчет неразрезной балки переменной жесткости методом заданных деформаций / Г. А. Смоляго, А. Е. Жданов, Я. Л. Обернихина, Н. В. Фролов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2024. – № 2(313). – С. 2-13.
102. Снятков, Н. М. Анализ развития и совершенствования способов усиления и методов расчета усиленных железобетонных конструкций / Н.М. Снятков; Ленингр.инж.-строит.ин-т. – Л., 1990. – 73 с. – Деп. Во ВНИИ пробл.науч.-техн.прогресса и информ. в стр-ве. 10.09.90, № 10796.
103. Снятков, Н. М. Несущая способность железобетонных рам, усиленных под нагрузкой / Н. М. Снятков // Исследования по строительной механике пространственных систем. – М., 1990. – С. 80-85.
104. Снятков, Н. М., Алексеев, Д. С. Расчет железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой / Н. М. Снятков, Д. С. Алексеев // Вестник ТГТУ. – 2004. – Том 10. – № 2. – С. 556-566.
105. СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования. – М.: Минстрой России, 2015. – 52 с.
106. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [Текст]. – М.: ООО «Аналитик», 2018. – 143 с.
107. Столяров, Я. В. Введение в теорию железобетона / Я.В. Столяров. – М.: Стройиздат, 1941. – 447 с.
108. Тамразян, А. Г. Оценка надежности железобетонных конструкций, усиленных углепластиковым внешним армированием / А. Г. Тамразян, Н. В. Федорова // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. – 2016. – № 6(366). – С. 226-231.
109. Тамразян, А. Г. К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами / А. Г. Тамразян, М. А. Орлова // Жилищное строительство. – 2015. – № 6. – С. 32-34.
110. Тонких, Г. П. Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки системой внешнего армирования на основе углеволокна / Г. П.

Тонких, О. В. Кабанцев, А. В. Грановский, О. А. Симаков // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – № 6 (47). – С. 57-69.

111. Тошин, Д. С. Работа бетона при усилении конструкции под нагрузкой / Д. С. Тошин // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. – 2015. – № 3. – С. 66-68.

112. Травуш, В. И. Влияние ползучести на распределение деформаций и напряжений в изгибаемом элементе / В. И. Травуш, В. Г. Мурашкин // Строительство и реконструкция. – 2017. – № 2(70). – С. 57-70.

113. Трекин, Н. Н. Совершенствование методов расчета несущих конструкций / Н. Н. Трекин, Э. Н. Кодыш, О. С. Щедрин // Промышленное и гражданское строительство. – 2023. – № 8. – С. 14-20.

114. Трещев, А. А. Расчет напряженно-деформированного состояния композитных железобетонных плит с учетом воздействия агрессивной среды / А. А. Трещев, А. В. Башкатов, В. Г. Теличко // Фундаментальные и прикладные проблемы техники и технологии. – 2017. – № 5(325). – С. 36-41.

115. Турукалов, Б. Ф. К вопросу о расчете стержневых железобетонных элементов с учетом полных диаграмм деформирования материалов / Б. Ф. Турукалов, Б. Таинг // Бетон и железобетон. – 2004. – № 5. – С. 23-27.

116. Устинов, Б. В. Исследование физико-механических характеристик композитных полимерных материалов (КПМ) / Б. В. Устинов, В. П. Устинов // Известия вузов. Строительство. – 2009. № 11 – 12. – С. 118-125.

117. Федоров, В.С. Предложения по развитию методики расчета по деформациям составных внецентренно сжатых элементов / В.С. Федоров, Х.З. Баширов, Д.В. Казаков // Строительство и реконструкция. – 2012. – №2. – С. 86-90.

118. Федоров, В. С. Элементы теории расчета железобетонных составных конструкций / В. С. Федоров, Х. З. Баширов, В. И. Колчунов // Academia. Архитектура и строительство. – 2014. – № 2. – С. 116-118.

119. Фролов, Н. В. Прочность и деформативность изгибаемых

железобетонных элементов при длительных силовых и средовых воздействиях
дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Фролов Николай Викторович. – Белгород, 2020.
– 190 с.

120. Цейтлин, С. Ю. Железобетонные преднапряженные элементы с поперечными трещинами от обжатия. Исследование и создание методов расчета экономических конструкций: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Семен Юдович Цейтлин. – М.: НИИЖБ, 1982. – 22 с.

121. Шилин, А. А. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами / А. А. Шилин, В. А. Пшеничный, Д. В. Картузов // Бетон и железобетон. – 2006. – №3 – С. 30-32.

122. Шилин, А. А. Внешнее армирование железобетонных конструкций композитными материалами / А. А. Шилин [и др.] – М.: Стройиздат, 2007. – 184с.

123. Юшин, А. В. Экспериментальные исследования двухпролетных железобетонных балок, усиленных композитными материалами по наклонному сечению / А. В. Юшин, В. И. Морозов // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 5. – С. 77-84.

124. ACI 318-05: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. 2005. – 430 p.

125. ACI 440.2R-02. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Michigan / American concrete Institute, ACI Committee 440. 2002. – 55 p.

126. ACI 440.2R-08. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Michigan / American concrete Institute, ACI Committee 440. 2008. – 80 p.

127. Aiello, M. A. Cracking and deformability analysis of reinforced concrete beams strengthened with externally bonded carbon fiber reinforced polymer sheet / M.A. Aiello, L. Ombres // ASCE Journal of Materials in Civil Engineering. – 2004. – Vol. 16. – No. 5. – Pp. 292-399.

128. Aiello, M. A. Moment redistribution in continuous reinforced concrete beams strengthened with carbon-fiber-reinforced polymer laminates. / M. A. Aiello, L.

Valente, A. Rizzo // *Mechanics of composite materials*. – 2007. – Vol. 43. – No. 5. – Pp. 453-466.

129. Akbarzadeh, H. Experimental and analytical investigation of reinforced high strength concrete continuous beams strengthened with fiber reinforced polymer / H. Akbarzadeh, A. A. Maghsoudi // *Materials and Design*. – 2010. – Vol. 31. – Issue 3. – Pp. 1130-1147.

130. Alam, M. A. Behavior of U and L shaped end anchored steel plate strengthened reinforced concrete beams / M. A. Alam, M. Z. Jumaat // *European Journal of Scientific Research*. – 2008. – Vol. 22. – Pp. 184-196.

131. Ashour, A. F. Flexural strengthening of RC continuous beams using CFRP laminates / A. F. Ashour, S. A. El-Refaie, S. W. Garrity // *Cement & Concrete Composites*. – 2004. – Vol. 26. – Pp. 765–775.

132. Baker, A. L. L. Inelastic hyperstatical frames –Analysis and application of the international correlated tests / A.L.L. Baker, A.M.N. Amarcone // *Bull. d`Inf. du CEB*. – 1965. – Vol. 52. – Pp. 24-29.

133. Bennett, R. Carbon fibre dangers compare with asbestos / R. Bennett // *New Civil Engineer*. – 20 July 2000. – Pp. 10.

134. Bonacci, J. F. Externally bonded fiber-reinforced polymer for rehabilitation of corrosion damaged concrete beams / J. F. Bonacci, M. Maalej // *ACI Structural Journal*. – 2000. – No. 97(5). – Pp. 703-711.

135. BS NV 1992-1-2-2004: Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules. Structural fire design, CEN 2004. – 100 p.

136. Buyukozturk, O. Failure behavior of precracked concrete beams retrofitted with FRP / O. Buyukozturk, B. Hearing // *Journal of composites for construction*. – 1998. – Vol. 2. – No. 3. – Pp. 138-144.

137. Buyukozturk, O. Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites / O. Buyukozturk, O. Gunes, E. Karaca // *Construction and Building Materials*. – 2004. – Vol. 18. – No. 11. – Pp. 9-19.

138. Cao, G. Experimental study on RC beams strengthened with FRP laminates

/ G. Cao, Z. Fang, J. Wu // *Build. Struct.* – 2005. – Vol. 35. – Pp. 214-225.

139. Ceroni, F. Debonding strength and anchorage devices for reinforced concrete elements strengthened with FRP sheets / F. Ceroni, M. Pecce, S. Matthys, L. Taerwe // *Composites Part B: Engineering.* – 2008. – Vol. 39. – Pp. 429-441.

140. CNR-DT. 200/2004. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP. Systems for Strengthening Existing Structures. Rome. 2004, – 144 p.

141. ENV 1991-1: Eurocode-1: Basic of Design and Actions of Structures. Part 1:, Basic of Design. Brussels: CEN 1994. – 106 p.

142. Fayyadh, M. M. Assessment of effectiveness of CFRP repaired RC beams under different damage levels based on flexural stiffness / M. M. Fayyadh, H. Abdul Razak // *Constr. Build. Mater.* – 2012. – Vol. 37. – Pp. 125-134.

143. FIB 2001 fib bulletin 14. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. International federation for structural concrete, Lausanne. 2001.

144. Garden, H. N. An experimental study of the influence of plate end anchorage of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams / H. N. Garden, L. C. Hollaway // *Composite Structures.* – 1998. – Vol. 42. – Pp. 175-188.

145. Grace, N. F. Strengthening of reinforced concrete beams using fibre reinforced polymer (FRP) laminates / N. F. Grace, G. Abdel-Sayed, A.K. Soliman, K. R. Saleh // *ACI Structural Journal.* – 1999. – Vol. 96. – No. 5. – Pp. 865-874.

146. Grace, N. F. Strengthening of negative moment region of RC beams using CFRP strips / N. F. Grace // *ACI Structural Journal.* – 2001. – Vol. 3 – No. 98. – Pp. 347-358.

147. Jumaat, M.Z. Experimental and numerical analysis of end anchored steel plate and CFRP laminate flexurally strengthened RC Beams / M. Z. Jumaat, M. A. Alam // *Int. J. Phys. Sci.* – 2010. – Vol.5. – Pp. 132-144.

148. Kumahara, S. Tensile Strength of Continuous Fiber Bar under High Temperature. International Symposium on Fiber-Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures / S. Kumahara, Y. Masuda, Y. Tanano // SP-138, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1993. – Pp. 731 – 742.

149. Nanni, A. Behavior of precracked RC beams strengthened with carbon FRP sheets / M. Arduini, A. Nanni // *J. Compos. Constr.* – 1997. – Vol. 1. – Pp. 63-70.

150. Norris, T. Shear and flexural strengthening of RC beams with carbon fiber sheets / T. Norris, H. Saadatmanesh, M. R. Ehsani // *ASCE. J. Struct.* – 1997. – Vol. 123. – Pp. 903-911.
151. Obaidat, Y. T. Retrofitting of reinforced concrete beams using composite laminates / Y. T. Obaidat, H. Susanne, D. Ola, A. Ghazi, A. Yahia // *Construction and Building Materials.* – 2010. – Vol. 25. – Pp. 591-597.
152. Oehlers, D. J. Design of FRP and Steel Plated RC Structures / D. J. Oehlers, R. Seracino // Elsevier, UK, 2004.
153. Pham, H. Prediction models for debonding failure loads of carbon fiber reinforced polymer retrofitted reinforced concrete beams / H. Pham, R. Al-Mahaidi // *J. Compos Constr. ASCE.* – 2006. – Vol. 10. – Pp. 48-59.
154. Richardson, T. Modulus effect of bonded CFRP laminates used for repairing preyield and postyield cracked concrete beams / T. Richardson, A. Fam // *J. Compos. Constr.* – 2014. – Vol. 18. – No. 4. – Pp. 30-54.
155. Ritchie, P. A. External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastic / P. A. Ritchie, D. A. Thomas, L. W. Lu, G. M. Connelly // *ACI Structural Journal.* – 1991. – Vol. 88. – No. 4. – Pp. 490-500.
156. Ross, C. A. Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite laminates / C. A. Ross, D. M. Jerome, J. W. Tedesco, M. L. Hughes // *ACI Structural Journal.* – 1999. – Vol. 96. – No. 2. – Pp. 65-71.
157. Saadatmanesh, H. RC beams strengthened with FRP plates. I: Experimental study / H. Saadatmanesh, M. R. Ehsani // *Journal of Structural Engineering.* – 1991. – Vol. 117. – No. 11. – Pp. 3417-3433.
158. Sebastian, W. M. Significance of mid-span de-bonding failure in FRP-plated concrete beams / W. M. Sebastian // *ASCE Journal of Structural Engineering.* – 2001. – Vol. 127. – No. 7. – Pp. 792-798.
159. Shahawy, M. Flexural strengthening with carbon fiber-reinforced polymer composites of preload full-scale girders / M. Shahawy, O. Chaallal, E. B. Thomas, E. Adnan // *ACI Structural Journal.* – 2001. – Vol. 98. – No. 5. – Pp. 735-743.
160. Shin, Y. S. Flexural behavior of r.c. beams strengthened with carbon fiber-

reinforced polymer laminates at different levels of sustaining load / Y. S. Shin, C. Lee // ACI Struct. J. – 2003. – Vol. 100. – Pp. 231-239.

161. Smolyago G.A. Experimental studies of the strength of reinforced concrete flexible elements forced with carbon fiber / G.A. Smolyago, Y.L. Obernikhina // Lecture notes in civil engineering – 2021– Vol. 151. – Pp. 71-77.

162. Smolyago G.A. Stress-strain State of RC Beams Strengthened with CFRP at different Levels of Loading / G.A. Smolyago, Y.L. Obernikhina // E3S Web of Conferences – 2024 – Vol. 533. – Pp. 20-29.

163. Smith, S. T. FRP-strengthened RC beams I: Review of debonding strength models / S. T. Smith, J. G. Teng // Engineering Structures. – 2002. – Vol. 24. – No. 4. – Pp. 385-395.

164. Teng, J. G. FRP-Strengthened RC Structures / J. G. Teng, J. F. Chen, S. T. Smith, L. Lam // John Wiley and Sons, UK, 2002. – Vol. 24. – No. 3. – Pp. 113-122.

165. Tichy, M. A new methods of calculation of deflection of reinforced concrete beams / M. Tichy // Stavebnicky Czechoslovak Academy of Science, Prague, 1970. – Vol. 18. – No. 1.

166. Vasseur, L. Debonding mechanisms and moment redistribution of 2-span RC beams externally strengthened with FRP / L. Vasseur, S. Matthys, L. Taerwe // Proc. 8th Int. Sym. on FRP Reinforcement for Concrete Structures, Ed. T. Triantafillou, Patras, Greece, 2007. – Pp. 138-139.

167. Wang, T. Experimental research on the flexural behavior of RC beams strengthened by NSM CFRP sheets / T. Wang, Y. Chang // J. Wuhan Univ. Technol. – 2009. – Vol. 31. – P. 5.

168. Wang, W. An experimental study of RC beams strengthened with CFRP sheets under simulated continuous traffic loads / W. Wang, G. Zhao, C. Huang // Eng. Mech. – 2006. – Vol. 23. – Pp. 6-21.

169. Wang, W. An experimental study of strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using CFRP sheet / W. Wang, G. Zhao, C. Huang, H. Ren // Eng. Mech. – 2004. – Vol. 21. – Pp. 7-19.

170. Wang, W. Experimental study and analysis of RC beams strengthened with

CFRP laminates under sustaining load / W. Wang, Guo Li // *Journal of Solids and Structures*. – 2006. – Vol. 43. – Pp. 1372–1387.

171. Wang, Y. C. Design recommendations for the strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite plates / Y. C. Wang, K. Hsu // *Composite Structures*. – 2009. – Vol. 88. – Pp. 323-332.

172. Wenwei, W. Experimental study and analysis of RC beams strengthened with CFRP laminates under sustaining load / W. Wenwei, Guo Li // *Int. J. Solids Struct.* – 2006. – Vol. 43. – Pp. 1372–1387.

173. Wu, W. Thermomechanical Properties of Fiber Reinforced Plastics (FRP) Bars. PhD dissertation / W. Wu // West Virginia University, Morgantown, W.Va., 1990 – P. 292.

174. Xiong, G. J. A way for preventing tension delamination of concrete cover in midspan of FRP strengthened beams / G. J. Xiong, X. Jiang, J. W. Liu, L. Chen // *Construction and Building Materials*. – 2007. – Vol. 21. – Pp. 402-408.

175. Yamaguchi, T. Creep Rupture of FRP Rods Made of Aramid, Carbon and Glass Fibers / T. Yamaguchi, Y. Kato, T. Nishimura, T. Uomoto // *Third International Symposium on Non- Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3)*, V. 2, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, 1997. – Pp. 179-186.

176. Yang, Z. J. Finite element modelling of concrete cover separation failure in FRP plated R. C. beams / Z. J. Yang, J. F. Chen, D. Proverbs // *Construction and Building Materials*. – 2003. – Vol. 17. – No. 1. – Pp. 3-13.

177. Yao, J. Plate end debonding in FRP-plated RC beams-I: Experiments / J. Yao, J. G. Teng // *Engineering Structures*. – 2007. – Vol. 29. – No.10. – Pp. 2457-2471.

178. Yeong-soo, S. Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber-reinforced polymer laminates at different levels of sustaining load / S. Yeong-soo, L. Chadon // *ACI Structural Journal*. – 2003. – Vol. 100. – No. 2. – Pp. 231-240.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ



МИНОБРНАУКИ РОССИИ
 ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
 ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
 «БЕЛГОРОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ
 УНИВЕРСИТЕТ им. В.Г. ШУХОВА»
 (БГТУ им. В.Г. Шухова)

Костюкова ул., д.46, Белгород, 308012, тел. (4722)54-20-87, факс (4722)55-71-39.
 E-mail: rector@intbel.ro.ru

УТВЕРЖДАЮ

Проректор по цифровой трансформации
 образовательной деятельности

В.Г. Шухова канд. техн. наук,

Доцент _____ В.М. Поляков



«11» _____ 2024 г.

СПРАВКА

о внедрении в учебный процесс результатов диссертационной работы
 старшего преподавателя кафедры Строительства и городского хозяйства
 Обернихиной Яны Леонидовны

Отдельные результаты диссертационной работы Я.Л. Обернихиной внедрены в учебный процесс доцентом кафедры СиГХ, канд. техн. наук А.А. Крючковым при чтении лекций и проведении практических занятий для студентов по направлению подготовки магистратуры «08.04.01 - Строительство» направленности «Теория, проектирование и информационное моделирование зданий и сооружений» по дисциплине «Компьютерное моделирование железобетонных конструкций» в виде методики расчета прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов. К несомненным достоинствам данной методики следует отнести то, что в отличие от имеющихся аналогов она позволяет рассчитывать внешне армированные неразрезные железобетонные балки при различном уровне нагружения.

Директор Инженерно-строительного
 института, д-р техн. наук, профессор

В.А. Уваров

Заведующий кафедрой
 Строительства и городского хозяйства,
 д-р техн. наук, профессор

Л.А. Сулейманова



КТБ
ГРУППА КОМПАНИЙ

АО «КТБ Железобетон»
+7 (495) 286-70-01 ktb@ktbbeton.com ktbbeton.com
109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, д. 6, стр. 64

СПРАВКА

о внедрении результатов исследований старшего преподавателя
кафедры Строительства и городского хозяйства
Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова
Обернихиной Яны Леонидовны

Результаты диссертационной работы Яны Леонидовны Обернихиной на тему «Прочность и деформативность неразрезных железобетонных балок, усиленных полимеркомпозиционными материалами под нагрузкой» в части разработанных методики и программ были использованы в научно-исследовательской и практической деятельности АО «КТБ железобетон».

Прикладные программы для расчета «BALWW_1.01», «ММХХ_1.02», «BALWW_UPR_1.01», «ISXMM_1.01» и физико-механические свойства углепластика на основе углеродного волокна марки FibARM 530/300 применялись для верификации и валидации собственных научных разработок и в поверочных расчетах при проектировании усиления неметаллической арматурой балочных перекрытий.

Разработанная методика может быть использована для расчетов и проектирования усиления железобетонных балочных конструкций под нагрузкой, а также рекомендована для широкого использования в инженерной практике обследования.

Главный инженер
АО «КТБ железобетон»,
к.т.н.



/Шевченко А.В./

14 ноября 2024 г.



Р/с 40702810338120009469 в ПАО «Сбербанк» г. Москва
К/с 30101810400000000225 БИК 044525225 ИНН 7721775381 КПП 772101001



РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



СВИДЕТЕЛЬСТВО

о государственной регистрации программы для ЭВМ

№ 2019619649

«Программа для расчета однопролетной балки переменной жесткости»

Правообладатель: *федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова» (RU)*

Авторы: *Смоляго Геннадий Алексеевич (RU), Смоляго Нина Алексеевна (RU), Фролов Николай Викторович (RU), Ищук Яна Леонидовна (RU)*

Заявка № 2019618417

Дата поступления 10 июля 2019 г.

Дата государственной регистрации

в Реестре программ для ЭВМ 22 июля 2019 г.



Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

Г.П. Ивлиев Г.П. Ивлиев

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



СВИДЕТЕЛЬСТВО

о государственной регистрации программы для ЭВМ

№ 2019665479

**«Программа для построения диаграмм деформирования
бетона и арматуры с учетом коррозионных повреждений»**

Правообладатель: *федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования «Белгородский
государственный технологический университет им. В.Г.
Шухова» (RU)*

Авторы: *Смоляго Геннадий Алексеевич (RU), Смоляго Нина
Алексеевна (RU), Фролов Николай Викторович (RU), Ницук Яна
Леонидовна (RU)*



Заявка № 2019664554

Дата поступления 13 ноября 2019 г.

Дата государственной регистрации

в Реестре программ для ЭВМ 22 ноября 2019 г.

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

 Г.П. Иллиев