

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого  
Инженерно-строительный институт

На правах рукописи

Виноградова Наталья Анатольевна

ДЕФОРМАЦИИ И ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ  
СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ  
С ТОНКОСТЕННЫМ СТАЛЬНЫМ ПРОФИЛЕМ

Направление 08.06.01 «Техника и технология строительства»  
Специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»

ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА АСПИРАНТА  
(НАУЧНЫЙ ДОКЛАД)

Научный руководитель  
Доктор технических наук  
Профессор Корсун В.И.

Санкт-Петербург  
2019

## СОДЕРЖАНИЕ

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА НАУЧНО-КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЫ.....	3
ГЛАВА 1. ОБЗОР ЛИТЕРАТУРЫ .....	8
ГЛАВА 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ НЕСУЩИХ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.....	9
2.1 Трещинообразование в балках без стального профиля .....	22
2.2 Трещинообразование в балках со стальным профилем .....	26
2.3 Результаты экспериментальных исследований.....	30
ГЛАВА 3 РАСЧЕТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК .....	32
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	36
СПИСОК РАБОТ, ОПУБЛИКОВАННЫХ АСПИРАНТОМ ПО ТЕМЕ НАУЧНО-КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЫ (ДИССЕРТАЦИИ).....	39
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ .....	40

## ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА НАУЧНО-КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЫ

**Актуальность темы исследования.** Развитие строительных конструкций характеризуется поиском новых сочетаний разнородных материалов для их рациональной совместной работы с целью получения новых преимуществ, обеспечения экономии, в том числе трудозатрат [1].

Основными недостатками классических железобетонных конструкций являются большой собственный вес, необходимость устройства лесов и опалубки, трудоемкость возведения, что в некоторой степени не соответствует современным тенденциям в строительстве [2].

В сталежелезобетонных конструкциях можно в значительной степени устранить эти недостатки, используя, например, сталь – внешнюю арматуру – в качестве опалубки [3].

Благодаря силовому и формообразующему соединению стальных конструкций и железобетона, возникает принципиально новая конструкция, которая оптимально сочетает преимущества железобетона в сжатой зоне и стальной конструкции в растянутой зоне [4].

Расчет сталежелезобетонных конструкций имеет некоторые сложности, обусловленные следующими особенностями [5]:

- стадийностью работы конструкции, связанной с последовательным включением в работу частей сечения;
- сочетанием двух материалов – бетона и стали, обладающих различными свойствами и различным вкладом в несущую способность;
- учетом внешних и внутренних силовых факторов;
- значительным влиянием неупругих деформаций на работу конструкции.

В странах Европы с 1994 г. существует стандарт по проектированию сталежелезобетонных конструкций – Еврокод 4 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций» [6]. Стандарт рассматривает вопросы проектирования, являющиеся общими для основных типов

сталежелезобетонных конструкций, зданий и мостов. В Российской Федерации аналогичный стандарт введен существенно позже, только в 2017 г. – СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» [7]. При этом российский стандарт охватывает не все типы конструкций из сталежелезобетона, что является серьезным сдерживающим фактором для их общего применения.

В последние годы наметилась тенденция к расширению применения сталежелезобетонных конструкций в отечественной строительной практике, что актуализирует совершенствование исследований и расчетов таких конструкций.

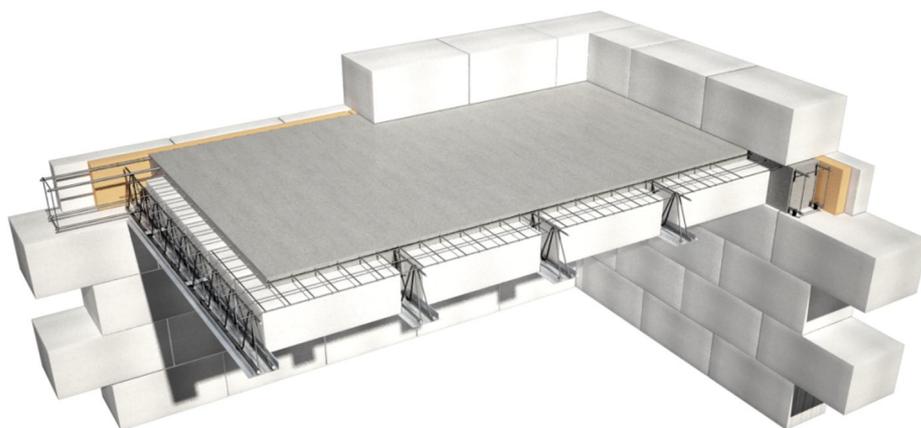


Рисунок 1 – Фрагмент сборно-монолитного перекрытия

Задача снижения веса строительных конструкций при сохранении несущей способности является актуальной в современном строительстве. Системы сборно-монолитного строительства соответствуют современным тенденциям, но требуют особого внимания и изучения ввиду отсутствия достоверной методики расчета. В настоящем отчете рассмотрена несущая способность изгибаемых балочных элементов системы «Марко». Объект исследования: железобетонные балочные элементы сборно-монолитных перекрытий системы «Марко».

**Степень разработанности проблемы исследования.** Для оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) сталежелезобетонных конструкций проводят различные эксперименты: численные (аналитические) и

натурные. Численные методы исследования поведения конструкции с помощью различных программных комплексов являются малозатратными по сравнению с экспериментальными исследованиями, однако последние имеют явное преимущество – наиболее обширные и достоверные сведения об НДС конструкции и особенностях ее поведения в реальных условиях эксплуатации.

В последние годы экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций проводились в КазГАСУ [1], СПбПУ Петра Великого [8], Белорусско-Российском университете [3], японском Технологическом университете Кочи [9], Техническом университете г. Кошица [10]. В результате были получены обширные экспериментальные данные о них, апробированы и предложены к внедрению различные новые конструктивные решения.

Аналитические исследования проводились исследователями СПбГАСУ [11,12], СПбПУ Петра Великого [13], Сиднейского университета [14], Политехнического университета Гонконга [15], Технического университета Праги [16], Технического университета г. Брно [17]. Перечисленные работы внесли вклад в развитие методов расчета сталежелезобетонных конструкций, учета температурных деформаций и ползучести.

**Цель исследования:** изучить влияние продольного армирования и легкобетонных вставок на характеристики напряженно-деформированного состояния балочных элементов перекрытий системы «Марко» и разработать рекомендации по расчету трещиностойкости, деформаций и прочности по нормальным сечениям.

**Задачи исследования:**

- 1) Изучить влияние вида продольного армирования, наличия легкобетонных вставок на трещиностойкость и прочность балочных элементов конструкций;
- 2) Выполнить теоретические исследования характеристик напряженно-деформированного состояния составных конструкций системы «Марко», а также экспериментальные исследования при нагружении возрастающим до разрушения изгибающим моментом;

- 3) Разработать рекомендации по уточнению методик расчета СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» в части расчетов по образованию трещин, прогибов и прочности по нормальным сечениям сборно-монолитных конструкций системы «Марко»;
- 4) Внедрить результаты исследования в практику проектирования и в строительство.

**Научная новизна:**

- 1) Экспериментальные данные о влиянии вида продольного армирования, наличия легкобетонных вставок на трещиностойкость, деформации и прочность балочных конструкций системы «Марко»;
- 2) Данные теоретических исследований характеристик НДС составных конструкций системы «Марко» при изгибе.

**Научная и практическая значимость работы:**

- 1) Разработка предложений (рекомендаций) по уточнению методик СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» в части расчетов по образованию трещин, прогибов и прочности по нормальным сечениям сборно-монолитных конструкций системы «Марко»;
- 2) Внедрение результатов исследования в практику строительства промышленных и гражданских зданий.

**Методология и методы исследования:** наблюдение, эксперимент, анализ, численные методы решения задач, математическое моделирование.

**Положения, выносимые на защиту:**

- 1) Результаты экспериментальных исследований;
- 2) Методики расчета железобетонных конструкций с внешним армированием;
- 3) Математическая модель неоднородности свойств бетона;
- 4) Численные исследования железобетонных конструкций с внешним армированием.

**Степень достоверности.** Основные результаты экспериментальных и теоретических исследований получены самостоятельно. Тщательность

выполнения экспериментальных исследований и хорошая сходимость расчетных и опытных характеристик напряженно-деформированного состояния конструкций подтверждают достоверность результатов исследований.

**Апробация результатов.** Основные результаты работы докладывались на ряде международных научных конференций и достаточно полно опубликованы в материалах конференций и в рецензируемых изданиях уровня ВАК и Scopus.

## ГЛАВА 1. ОБЗОР ЛИТЕРАТУРЫ

Рассмотрены и проанализированы различные типы сталежелезобетонных изгибаемых конструкций:

- монолитные сталежелезобетонные перекрытия с использованием стального профилированного настила (СПН) в качестве несъемной опалубки;
- железобетонные конструкции с жесткой арматурой;
- железобетонные конструкции с жесткой внешней арматурой;
- сталежелезобетонные решетчатые конструкции;
- сталежелезобетонные перекрытия по балкам.

Проведен обзор ранее реализованных теоретических и экспериментальных исследований сталежелезобетонных конструкций, включая исследования огнестойкости, а также анализ методов расчета данного типа конструкций.

По результатам проведенного обзора был сделан вывод о том, что широкому распространению сталежелезобетонных конструкций в отечественной инженерной практике во многом препятствует ограниченность базы нормативных документов, связанная с недостаточной степенью экспериментальной и теоретической изученности некоторых из их типов.

## ГЛАВА 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ НЕСУЩИХ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

От постановки задач до обработки результатов испытаний, экспериментальные исследования состоят из следующих этапов:

- составление программы экспериментального исследования;
- составление схем и/или чертежей образцов;
- изготовление опытных образцов;
- выявление физико-механических характеристик материалов;
- подготовка образцов перед началом использования;
- проверка работы приборов;
- испытания образцов: измерения деформаций и замер ширины их раскрытия;
- обработка результатов испытаний.

В качестве исследуемого объекта были приняты тавровые железобетонные балки, шириной ребра 120 мм, шириной полки – 740 мм, высотой 250 мм и длиной 3000 мм (рис. 2).

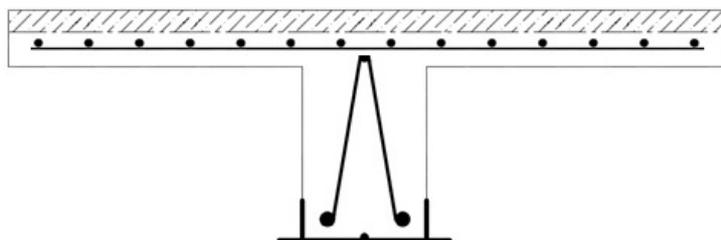


Рисунок 2 – Вид поперечного сечения исследуемых балок

Анализ СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» [7] показал, что нормативный документ не позволяет произвести расчет тавровых железобетонных балок со стальным тонкостенным

профилем и в целом имеет достаточно ограниченную область применения, а именно:

- сталежелезобетонные плиты с профилированным настилом, конструкция плиты с профилированным настилом;
- комбинированные балки, основные типы поперечных сечений (примеры представлены на рис. 3);

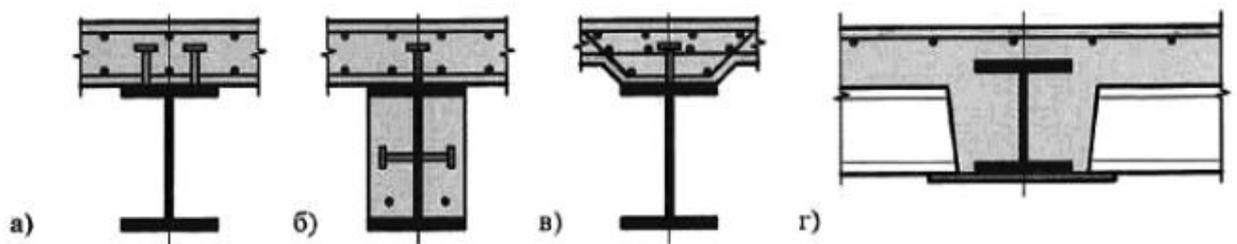


Рисунок 3 – Варианты поперечных сечений комбинированных балок

- железобетонные конструкции с жесткой арматурой, работающие на центральное или внецентренное сжатие, растяжение;
- трубобетонные конструкции с внешней стальной оболочкой в виде круглой трубы, с бетонным или железобетонным ядром.

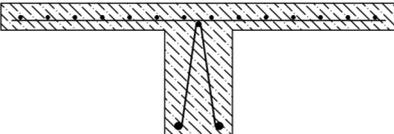
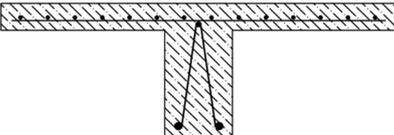
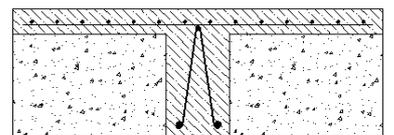
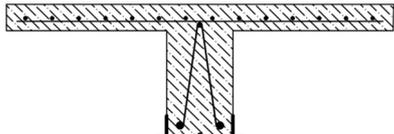
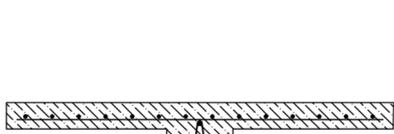
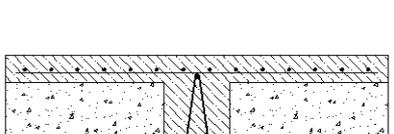
Таким образом, расчет прочности и деформации тавровых железобетонных балок со стальным тонкостенным профилем производился на основании методов, продиктованных СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [18].

Обобщенные деформационные характеристики используемых материалов – бетона В25, арматуры класса А500 и Вр1 – определялись в соответствии с

требованиями нормативных документов; характеристики тонкостенного стального профиля принимались по данным от завода-изготовителя.

Для оценки корректности расчетов были проведены экспериментальные исследования шести тавровых железобетонных балок с рассматриваемыми ранее геометрическими параметрами (табл. 1).

Таблица 1 –Характеристика образцов

Номер балки	Вид поперечного сечения	Описание
I-I		Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом
I-II		Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом (аналогична I-I)
II		Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом с газобетонными блоками размерами 600×300×200 мм, расположенными под свесами бетонного таврового сечения (ориентированными вдоль балки)
III-I		Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом с профилем МАРКО-УНИВЕРСАЛ с гладкими стенками и дном
III-II		Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом с профилем МАРКО-УНИВЕРСАЛ с гладкими стенками и дном На месте произведена доработка балки путём сверления в бетоне отверстий и установки анкеров (по 10 шт. в днище профиля с каждой стороны).
IV		Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом с профилем МАРКО-УНИВЕРСАЛ с гладкими стенками и дном каркасом с газобетонными блоками размерами 600×300×200 мм, расположенными под

		<p>свесами бетонного таврового сечения (ориентированными вдоль балки)  На месте произведена доработка балки путём сверления в бетоне отверстий и установки анкеров (по 10 шт. в днище профиля с каждой стороны).</p>
--	--	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Типовой арматурный каркас состоит из двух основных продольных стержней нижнего пояса  $\varnothing$  12 мм А500С и одного продольного стержня верхнего пояса  $\varnothing$  8 мм (Рисунок 4), объединенных поперечной диагональной арматурой Вр-I  $\varnothing$  5 мм с помощью контактной сварки (Рисунок 5). На балках с профилем арматурный каркас установлен на гнутый оцинкованный профиль «Универсал» размером 120х40 мм, изготовленный из оцинкованной листовой стали толщиной 1 мм (Рисунок 6).



Рисунок 4 – Треугольный арматурный каркас



Рисунок 5 – Арматурная сетка



Рисунок 6 – Стальной профиль

Изготовление опытных балок осуществлялась в следующей последовательности. В качестве опалубки выступали газобетонные блоки, а по низу – легкий стальной тонкостенный профиль. Поверхность контакта газобетонных блоков с бетоном обшивалась полиэтиленовой пленкой. В балках, в которых профиль выступал лишь в качестве опалубки, профиль был обмазан маслянистой текстурой. После того, как было произведено нивелирование и выравнивание опалубок в них устанавливались заранее

изготовленные арматурные каркасы. Затем были уложены арматурные сетки и выполнена укладка монолитного бетона при постоянной вибрации глубинным вибратором. С целью обеспечения условий раскрепления балок были установлены над газобетонными блоками тонкие разделяющие проставки. При изготовлении, транспортировании и хранении балок руководствовались требованиями ГОСТ 13015-2012. Уход за свежеложенным бетоном производился в соответствии с требованиями СП 70.13330.2012.

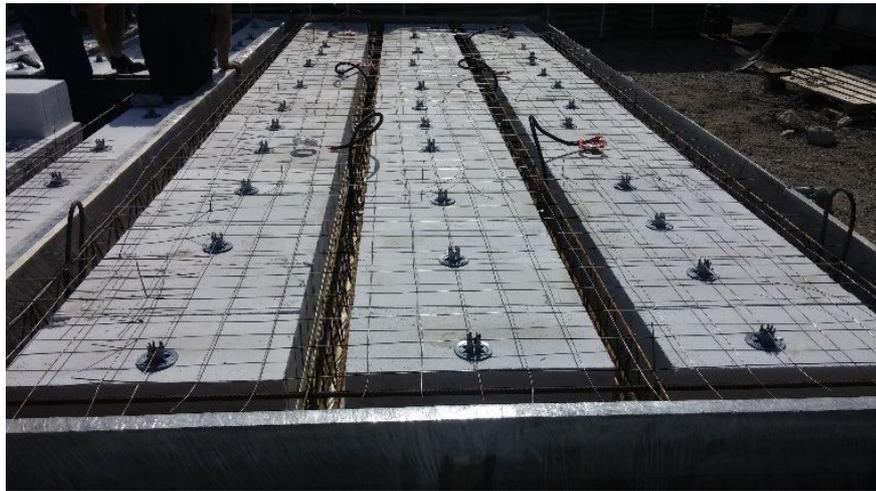


Рисунок 7 – Изготовление образцов

Испытания были начаты после нарастания прочности бетона не менее чем в течение двадцати восьми суток при нормальной влажности и температуре. За это время прочностные и деформативные свойства бетона стабилизировались.

Прочностные характеристики бетона, применяемого в балках, уточнялись с помощью вспомогательных образцов – кубов. Данные образцы были изготовлены одновременно с исследуемыми тавровыми балками и хранились в аналогичных температурно-влажностных условиях.

Прочность бетона на сжатие определяли при испытании кубов размерами 100x100x100мм. Испытания вспомогательных бетонных образцов осуществлялось в соответствии с методикой ГОСТ 10180-2012.

Испытания балок проводились на базе лаборатории Санкт-Петербургского политехнического университета Петра Великого в лаборатории кафедры «Строительная механика и строительные конструкции» научно-испытательная лаборатория «Политех-СКИМ-тест». Внешний вид балок и экспериментальная установка показаны на рисунке 8.



Рисунок 8 – Подготовка к проведению испытаний:

Балки испытывались по схеме шарнирно-опираемой балки с двумя сосредоточенными силами (Рисунок 9). Испытания проводились в соответствии с ГОСТ 8829-94.

Экспериментальная установка показана на рисунке 9.



Рисунок 9 – Экспериментальная установка

Нагрузку прикладывали на расстоянии  $1/3$  пролета от опор по оси балки симметрично в виде 2-х равных сосредоточенных поперечных сил домкратами. Усилие  $F$ , создаваемое гидравлическими домкратами, достаточно точно контролируется по величине давления  $P$  рабочей жидкости (масла) в системе нагнетания (сила  $F = P \cdot S_{\text{п}}$ , где  $S_{\text{п}}$  – площадь поршня). При постоянной для данного домкрата величине площади поршня соотношение силы  $F$  и давления  $P$  имеет прямую пропорциональную зависимость (рисунок 10).

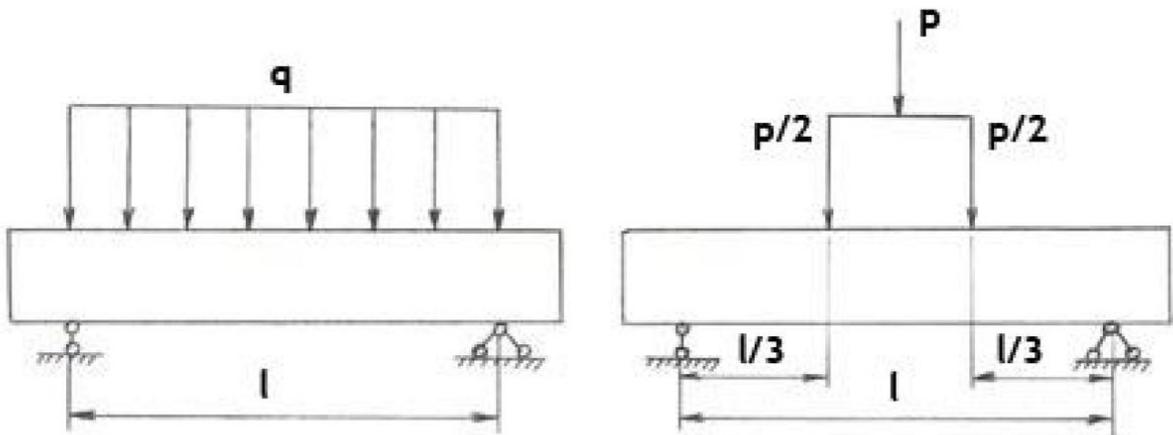


Рисунок 10 – Схема нагружения балок

Нагрузка прикладывалась при помощи гидравлических домкратов. Усилия  $Q$ , создаваемые домкратами, определялось с помощью электронных динамометров ДМС-30/1МГ4, а также достаточно точно контролировались по величине давления рабочей жидкости (масла) в системе нагнетания.

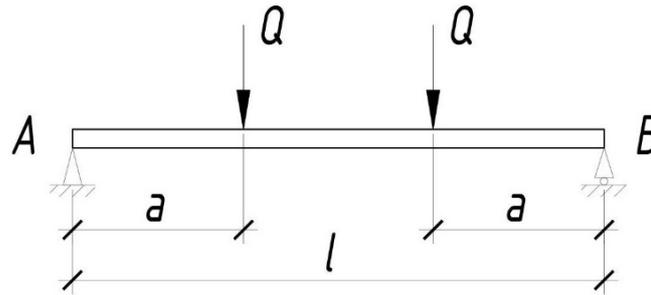


Рисунок 11 – Схема испытаний балок

Контролируемые величины:

- Прогиб;
- Момент трещинообразования;
- Ширина раскрытия трещин;
- Величина разрушающего изгибающего момента.

Нагрузка прикладывалась ступенями с временным промежутком. Данные записывались в журнал испытаний сразу после приложения нагрузки и по истечении 5 минут после, чтобы зафиксировать прогибы после полной стабилизации. На протяжении этого времени нагрузка оставалась постоянной.

Все измерительные приборы, используемые в ходе исследования, были откалиброваны и поверены. Для определения величин, необходимых для проведения и обработки результатов, были использованы приборы: прогибомер, динамометр, штангенциркуль, микрометр, линейка, рулетка, микроскоп. Для измерения величины прикладываемой нагрузки был использован динамометр ДМ-МГ4 (СКБ СТРОЙПРИБОР). Для измерения прогиба в центре балки и значение деформаций на опорах было установлено 3 прогибомера 6-ПАО зав. №058, №055, №064, Сертификат калибровки №091921. Схема размещения прогибомеров показана на рисунке 11. Прогибомер, располагаемый в середине пролёта представлен на рисунке 12.

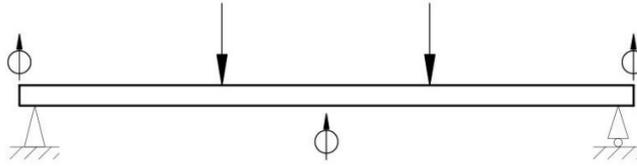


Рисунок 12 – Схема размещения прогибомеров


 –прогибомер6-ПАО



Рисунок 13 –Прогибомер 6-ПАО

За предельное состояние принималось физическое разрушение образцов, характеризовавшееся большими пластическими деформациями стального профиля либо разрушением ребра в зоне чистого изгиба.

Образцы балок доводились до разрушения, т.е. исчерпания несущей способности (Рисунок 14). По данным испытаний строились графики зависимостей.



а)

б)

Рисунок 14 – Прогибы балок:

а– балка I-I, б–балка III-I

Момент образования трещин определялся визуально (Рисунок 15) и по графикам. Наблюдение за характером образования трещин производилось при помощи микроскопа. Разрушающая нагрузка фиксировалась по показаниям индикатора динамометра испытательной установки.



а)

б)

Рисунок 15– Появление трещин в балках:

а– балка I-I, б–балка III-I

Первые нормальные трещины в бетоне образовались в сечениях под точками приложения нагрузки и имели незначительные раскрытия (до 0,05мм).

Затем в зоне чистого изгиба появлялись еще несколько трещин. Развитие нормальных трещин в нижней зоне бетонной полки наблюдалось главным образом непосредственно перед разрушением.

За предельное состояние принималось физическое разрушение образцов, характеризовавшееся большими пластическими деформациями стального профиля (балка III-I) и разрушением ребра в зоне чистого изгиба.

Внешний вид балок перед разрушением и после разрушения показан на рисунках 16 и 17.

В балке I-I разрушение произошло по вертикальной трещине, расположенной в центре пролета, а в балке III-I разрушение зафиксировано по вертикальной трещине, расположенной в непосредственной близости к месту приложения нагрузки домкратом (1/3 пролета).



а)

б)

Рисунок 16 – Балки перед разрушением:

а– балка I-I, б–балка III-I



а)



б)

Рисунок 17 – Образцы балок после разрушения:

а– балка I-I, б–балка III-I

## 2.1 Трещинообразование в балках без стального профиля

В данном разделе рассматривается образование трещин в модельных балках не усиленных стальным профилем – I-I, I-II, II, а также их схема разрушения. В целях исследования трещинообразования наклонных трещин балки были загружены сосредоточенной нагрузкой на коротком пролете – 1 м; нормальные трещины исследовались при испытании на изгиб при пролете в 3 м.

Характер образования и развития наклонных трещин балки I-I показан на рисунках 18 и 19. Первой при нагрузке 6 т образовалась трещина Т-2. Далее при 8 т появилась трещина Т-4 в опорной зоне справа. При дальнейшем увеличении нагрузки до 9 т был зафиксирован щелчок и появление мелких наклонных трещин с обеих сторон балки. При достижении нагрузки в 11 т ширина образовавшихся трещин была замерена: Т-1 – 0,7 мм, Т-2 – 0,2 мм, трещина Т-4 – 0,4 мм. При нагрузке 12 т появилась трещина в полке, замеры показали, что ширина трещины Т-1 составила 1 мм, трещины Т-2 – 0,3 мм, трещины Т-4 – 0,4-0,5 мм, трещины Т-3 – 0,3 мм. В дальнейшем ширина трещины Т-1 при нагрузке 14 т увеличилась до 1,2 мм. Разрушение балки произошло при нагрузке 15 т после выдержки.

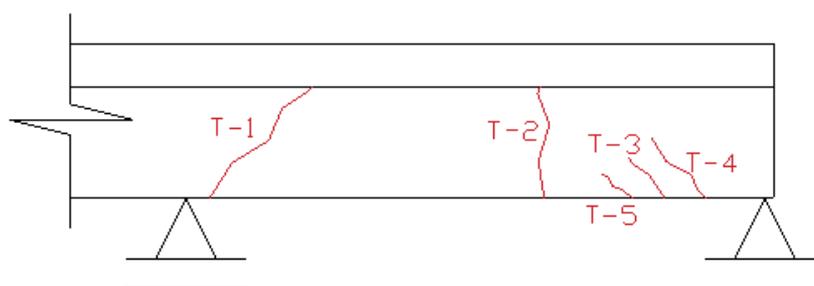




Рисунок 18 – Характер трещинообразования наклонных трещин образца I-I

При повторном испытании балки I-I появление трещин было зафиксировано при нагрузке 8 т. Далее, при 10 т трещины появились в полке. При нагрузке 12,237 т произошло разрушение по наклонной трещине и поперечной арматуре.

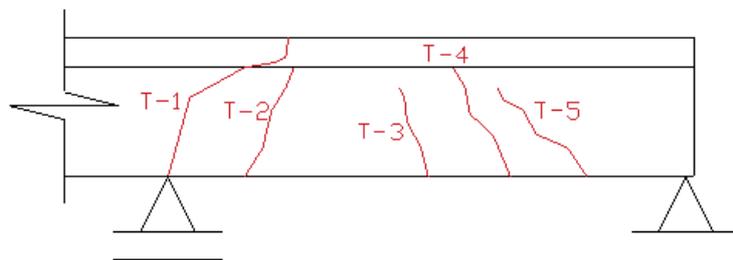


Рисунок 19 – Характер трещинообразования наклонных трещин образца I-I  
(второе испытание)

На рисунке 20 можно увидеть нормальные трещины, образовавшиеся в балке I-I с пролетом 3 м при ее изгибе, цифрами обозначен этап загрузки. Первые трещины в образце образовались на этапе №8 (732 кгс·м). Далее нагрузка возрастала на 183 кгс·м в каждый четный этап. Разрушение балки произошло на этапе №41 (3660 кгс·м) по нормальному сечению.

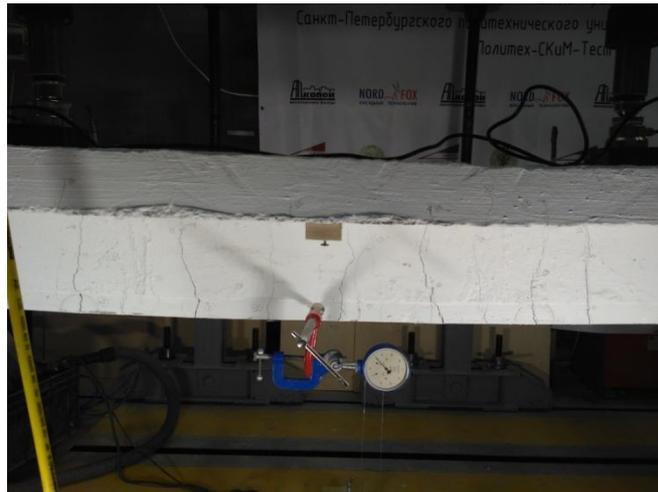
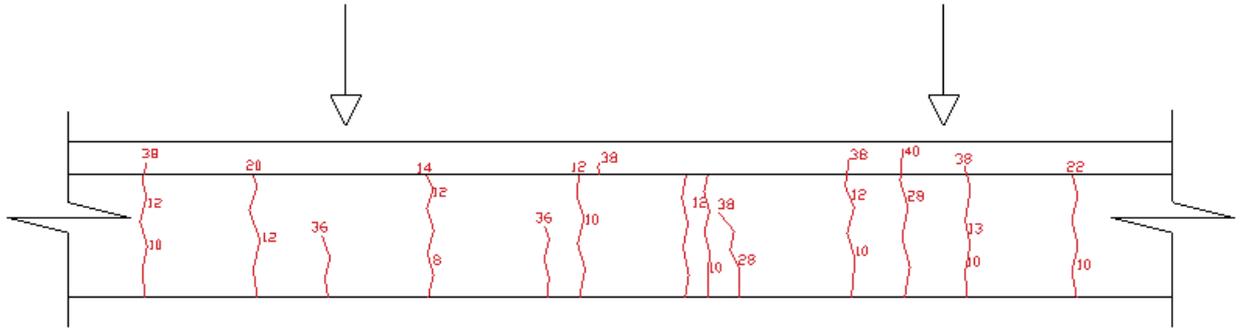


Рисунок 20 – Характер трещинообразования нормальных трещин образца I-I

При испытаниях модельной балки I-II на пролете 1 м первой образовалась трещина T-1 у правой опоры при нагрузке 3 т. При дальнейшем увеличении нагрузки до 5 т появилась трещина T-2 у левой опоры. При нагрузке 9 т появилась трещина T-3, а T-2 увеличилась. Указанные трещины можно увидеть на рисунке 21.

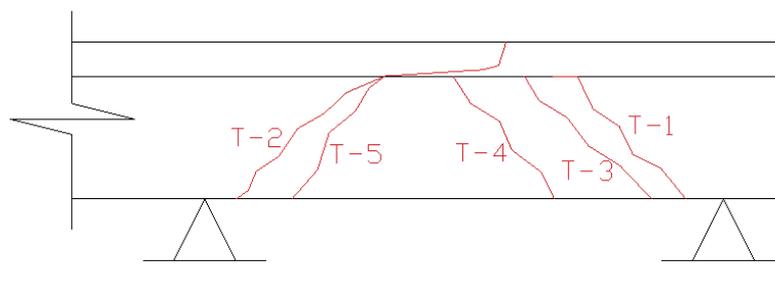




Рисунок 21 – Характер трещинообразования наклонных трещин образца I-II

При изгибе модельной балки I-II с пролетом 3 м первые трещины также образовались на этапе нагружения №8 (732 кгс·м). Трещины, появившиеся при дальнейшем увеличении нагрузки, можно увидеть на рисунке 22.

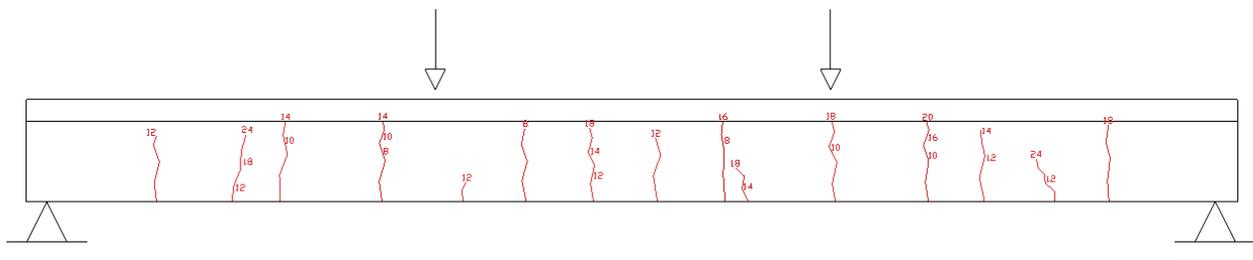


Рисунок 22 – Характер трещинообразования нормальных трещин образца I-II

Наблюдение за трещинами образца II было затруднено ввиду присутствия газобетонных блоков под полками балки (рисунок 23).



Рисунок 23 – Испытания образца II

## 2.2 Трещинообразование в балках со стальным профилем

В данном разделе рассмотрено трещинообразование и схемы разрушения модельных балок усиленных металлическим профилем – III-I, III-II, IV.

В образце III-I трещинообразование наклонных трещин началось при нагрузке 2 т. При дальнейшем ее увеличении до 9 т появляется наклонная трещина T-1, а затем, при нагрузке 10 т – наклонная трещина T-2. Замеры ширины активно развивающейся трещины T-1 показали 1,5 мм при нагрузке 16 т и 2-4 мм при 17 т. Разрушение балки по трещине T-3 произошло при 18 т. Трещины отмечены на рисунке 24.

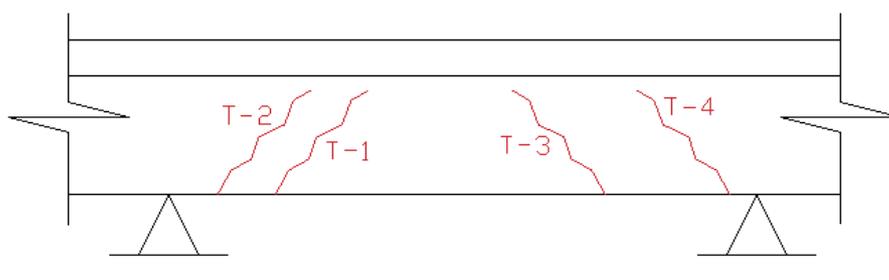


Рисунок 24 – Характер трещинообразования наклонных трещин образца III-I

Образование нормальных трещин при изгибе балки III-I пролетом 3 м началось на этапе №10 (1104 кгс·м) и сопровождалось щелчком. На последующих этапах загрузки нагрузка возрастала на 183 кгс·м в каждый четный этап. Балка разрушилась по нормальному сечению на этапе №46 (4416 кгс·м), на последних этапах (с №36 = 4140 кгс·м) прирост нагрузки был замедлен. Образовавшиеся трещины можно увидеть на рисунке 25.

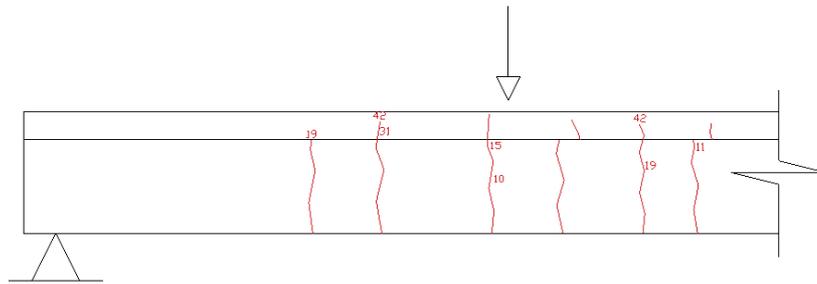


Рисунок 25 – Характер трещинообразования нормальных трещин образца III-I

В процессе испытаний образца III-II на пролете в 1 м образование наклонных трещин T-1 и T-2 было зафиксировано при нагрузке в 2 т. Появление трещины T-3 было отмечено при 6 т, трещины T-5 при 10 т. При дальнейшем увеличении нагрузки до 11 т нормальная трещина T-4 перешла в наклонную T-4а. Далее при достижении 15 т она начала раскрываться, при 16 т перешла в пояс балки. Трещина T-6 образовалась от нагрузки в 19 т. При 20 т появилась трещина T-4б после чего была произведена выдержка нагрузки в

течении 20 минут. После достижения 22,5 т проведена разгрузка балки, зафиксировано раскрытие трещины Т-4б. При повторном загрузении до 21 т образец разрушился после выдержки в 1 минуту. Схему расположения трещин можно увидеть на рисунке 26.

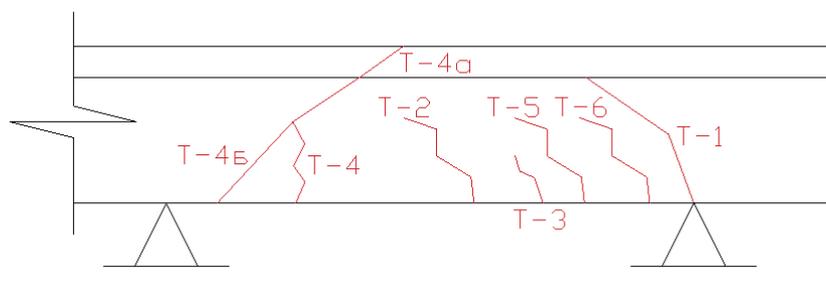


Рисунок 26 – Характер трещинообразования образца III-II

При изгибе образца нормальные трещины начали образовываться на этапе №20 (1410 кгс·м). Нагрузка прикладывалась с переменным шагом по величине и к этапу №37 достигла 4465 кгс·м после чего последовала разгрузка балки. При повторном нагружении произошло разрушение образца по наклонному сечению на этапе №56 при значении нагрузки 5922 кгс·м. Образовавшиеся трещины можно увидеть на рисунке 27.

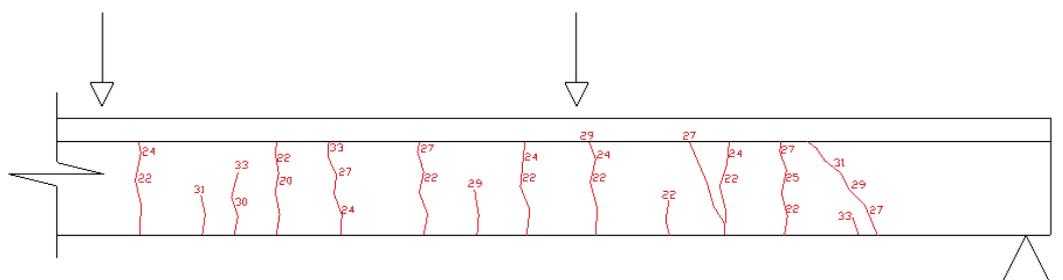




Рисунок 27 – Характер трещинообразования нормальных трещин образца III-II

Наблюдение за процессом трещинообразования при испытаниях образца IV было затруднено ввиду наличия газобетонных блоков под полками балки.

На пролете 1 м после приложения нагрузки 13 т было зафиксировано образование трещин в полке балки (рисунок 28). Нагрузка на образец было доведена до 23,3 т после чего была произведена разгрузка.

При повторном нагружении до 22,2 т балка разрушилась.

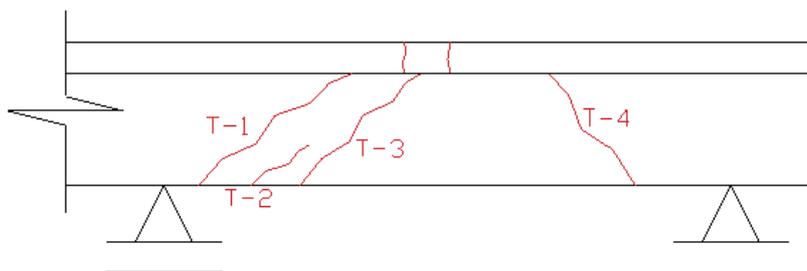


Рисунок 28 – Характер трещинообразования образца IV

## 2.3 Результаты экспериментальных исследований

По результатам экспериментального исследования построены графики зависимости значений прогибов от величины изгибающего момента (рис. 29-30).

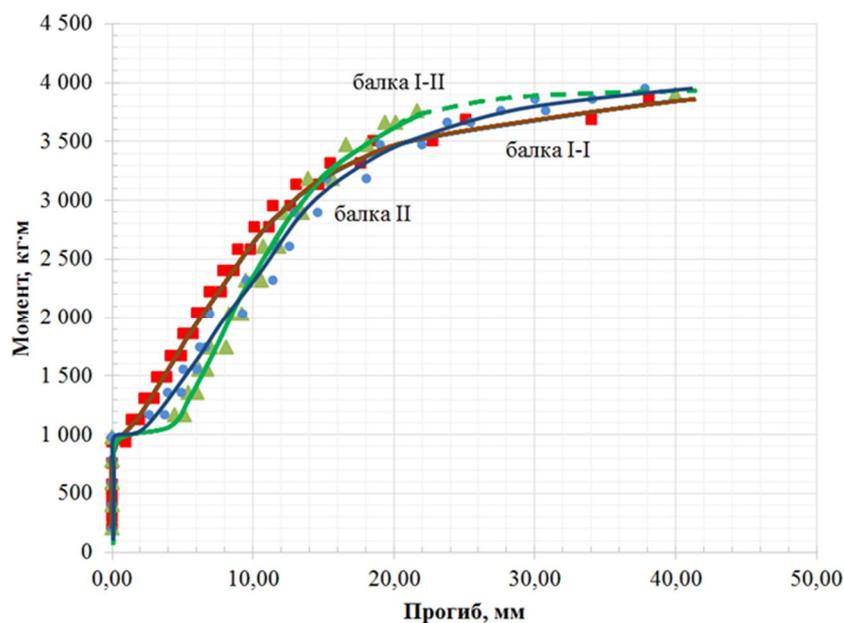


Рисунок 29 – График зависимости «М – прогиб f» для балок I-I, I-II и II

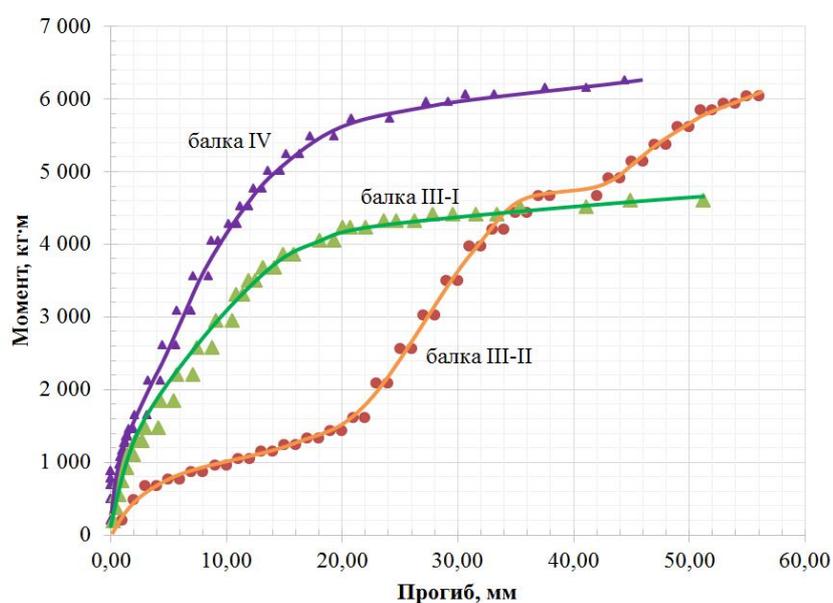


Рисунок 30 – График зависимости «М – прогиб f» для балки III-I, III-II и IV

По результатам экспериментальных исследований влияние профиля на увеличение прочности балки составило 15%, что является не столь значительным в сравнении с влиянием профиля на прогибы и трещиностойкость.

По [18], для балки I-I предельно допустимый прогиб  $f_u = \frac{2850}{148} = 19,3$  мм. Предельно допустимый прогиб зафиксирован в балке I-I при нагрузке 3600 кгс. Для балки III-I предельно допустимый прогиб  $f_u = \frac{2880}{148} = 19,5$  мм. Предельно допустимый прогиб зафиксирован в балке III-I при нагрузке 4230 кгс. Значения последнего зафиксированного прогиба в балке III-I на 25% меньше, чем в балке I-I.

Момент образования первой трещины в балке I-I был зафиксирован приблизительно при нагрузке 800 кгс, а в балке III-I – при 1200 кгс, что больше на 50%. Трещины в балке III-I появились значительно позже из-за включения в работу стального профиля, сцепленного с бетоном, который располагался в зоне предполагаемого образования трещин. В балке с профилем ширина раскрытия трещин меньше на 75%, чем в балке без профиля. Максимальная зафиксированная ширина раскрытия трещин в балке I-I составила 1,24 мм при нагрузке 4000 кгс, а в балке III-I при нагрузке 4400 кгс – 0,3 мм, за счет работы стального профиля по низу балки и его сцепления с бетоном.

### ГЛАВА 3 РАСЧЕТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

После проведенных экспериментов были повторно произведены расчеты тавровых железобетонных балок со стальным тонкостенным профилем, где деформационные характеристики бетона были приняты фактическими, с учетом испытаний образцов-кубиков до разрушения по ГОСТ 10180-2012. Были уточнены следующие параметры:

$R_b = 27,3$  МПа – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, определенное как 0,75 от средней кубиковой прочности.

$R_{bt} = 2,57$  МПа – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, определенное по формуле Фере ( $R_{bt} = \sqrt[3]{R_b^2}$ ).

В рамках теоретического исследования проведены расчеты образцов балок сборно-монолитных перекрытий по прочности нормальных сечений согласно СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [8].

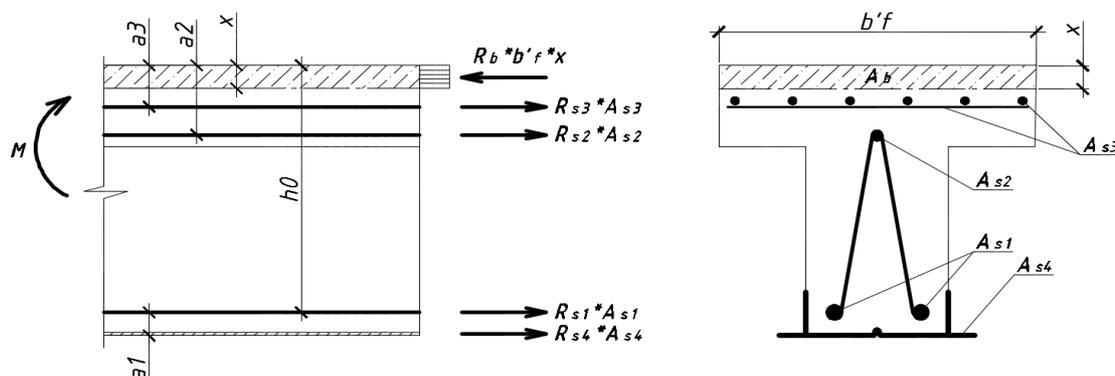


Рисунок 31 – Расчетная схема усилий в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при его расчете по прочности

Расчет железобетонных элементов по нормальным сечениям согласно СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [8] производится из уравнений равновесия моментов и продольных

сил, действующих в нормальном сечении, от внешних нагрузок и от усилий в сжатой зоне бетона и растянутой арматуре (рис. 6). Уравнение равновесие моментов рассмотрено относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры  $A_{s1}$ . Таким образом:

$$1. \quad \sum N = 0 \Rightarrow x = \frac{\sum R_{si} \cdot A_{si}}{R_b \cdot b'_f}, \quad 1)$$

$$2. \quad \sum M = 0 \quad \Rightarrow M = R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) - R_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (h_0 - a_2) - R_{s3} \cdot A_{s3} \cdot (h_0 - a_3) - [R_{s4} \cdot A_{s4} \cdot (h_0 - a_4)]; \quad 2)$$

где  $R_{si}$  – расчетное сопротивление арматуры  $A_{si}$  растяжению, МПа;

$A_{si}$  – площадь арматуры  $A_{si}$ , см<sup>2</sup>;

$x$  – высота сжатой зоны бетона, см;

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа.

Методика расчетов на определение момента образования трещин нормальных к продольной оси элемента и на определение прогиба железобетонного элемента таврового сечения принята согласно пунктам 8.2.19-8.2.31 СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [8].

Расчетный момент для всех балок для возможности сопоставления результатов принят равным 70% от среднего разрушающего по результатам эксперимента железобетонных балок без профиля (I-I, I-II и II), т.е. 2800 кг · м.

Арматура, расположенная в полке принята сжатой, а находящаяся в ребре – растянутой (в том числе и стальной профиль при наличии).

Момент трещинообразования определялся по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}, \quad 3)$$

где  $R_{bt,ser}$  – нормативное сопротивление бетона осевому растяжению, МПа;  
 $W_{pl}$  – упругопластический момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна бетона, см<sup>3</sup>.

Прогиб определялся по формуле:

$$f = sl^2 \frac{1}{r}, \quad 4)$$

где  $s$  – коэффициент для определения прогибов изгибаемых элементов в зависимости от схемы нагружения;

$l$  – длина элемента, см;

$\frac{1}{r}$  – полная кривизна элемента.

Так как  $M > M_{crc}$ , то в растянутой зоне элемента образуются трещины, поэтому полная кривизна определяется по формуле:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad 5)$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую производят расчет по деформациям;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривизна от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$  – кривизна от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Методика расчета на определение ширины раскрытия нормальных трещин принята согласно пунктам 8.2.15 СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [8]. Основная формула:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s, \quad \text{б)}$$

где  $\sigma_s$  – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки, МПа;

$l_s$  – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, см;

$\psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами;

$\varphi_1$  – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры;

$\varphi_3$  – коэффициент, учитывающий характер нагружения.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В табл. 2 представлены результаты расчетов согласно СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [8] и сопоставление соответствующих величин с экспериментальными значениями.

Таблица 2 – Сопоставление результатов расчетов с экспериментальными

<b>Опытные балки</b>					
<i>Балка I-I</i>	<i>Балка I-II</i>	<i>Балка II</i>	<i>Балка III-I</i>	<i>Балка III-II</i>	<i>Балка IV</i>
<b>Значения разрушающего изгибающего момента, в кг · м</b>					
<i>Расчетные по методике СП 63.13330.2012</i>					
2620	2620	2520	4720	4540	4620
<u>65,2%</u>	<u>65,2%</u>	<u>62,5%</u>	<u>117,5%</u>	<u>107%</u>	<u>108,5%</u>
<i>Опытные данные</i>					
4000	4040	4020	4620	6120	6330
<u>99,5%</u>	<u>100,5%</u>	<u>100%</u>	<u>115,7%</u>	<u>155%</u>	<u>160%</u>
<b>Значения момента трещинообразования, в кг · м</b>					
<i>Расчетные по методике СП 63.13330.2012</i>					
836,4	768,1	758,3	796,0	763,9	803,5
<i>Опытные данные</i>					
~950	~950	~950	~1300	~1200	~1300
<b>Значения прогиба, в см</b>					
<i>Расчетные по методике СП 63.13330.2012</i>					
0,97	1,05	1,03	0,34	0,31	0,33
<i>Опытные данные</i>					
1,12	1,35	1,28	0,88	0,8	0,7
<b>Значения ширины раскрытия трещин, в мм</b>					
<i>Расчетные по методике СП 63.13330.2012</i>					
0,65	0,66	0,63	0,42	0,4	0,39

Опытные данные					
0,62	0,6	-	0,3	-	0,34

Примечания:

1. Над чертой – значения изгибающих моментов,  
под чертой – значения в относительных величинах (в %);
2. За 100% принят изгибающий момент, полученный как среднее арифметическое от опытных значений моментов в образцах I-I и I-II;
3. Экспериментальное значение момента трещинообразования определено по графикам;
4. Прогибы представлены в уровне нагружения, равном 2800 кг · м;
5. Ширина раскрытия трещин представлена максимальная.

В соответствии с проведенным исследованием было выявлено, что СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» [7] не применим к расчету тавровых железобетонных балок со стальным тонкостенным профилем.

Сопоставление расчетов по методике СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [8] с результатами эксперимента свидетельствует о следующем:

1. У образцов со стальным профилем без специальной анкеровки в бетоне (балка III-I) несущая способность всего на 15% выше, чем у образцов балок без стального профиля (балки I-I, I-II). А у образцов, стальной профиль которых надежно заанкерен в бетоне при помощи стальных дюбелей (балки III-II, IV), несущая способность на 55-60% выше значений для балок без профиля (табл. 2).
2. Значения момента трещинообразования для балок всех типов примерно одинаковы (рис. 7, 8) и составляют 0,15 – 0,25 от значений несущей способности.

3. Расчетные значения несущей способности балок, в среднем на 30 - 35%, ниже соответствующих опытных величин, что связано, главным образом, с осторожной оценкой нормами расчетных характеристик бетона и арматуры соответствующих классов.

4. Наличие стального профиля положительно сказывается не только на несущей способности, но и на трещиностойкости и развитии прогибов балочных элементов сборно-монолитных перекрытий.

5. Расчетные значения прогиба классических железобетонных балок (без стального профиля) сопоставимы с результатами эксперимента, в то время как расчетные значения прогиба образцов со стальным профилем имеют существенные расхождения, что говорит о необходимости уточнения методики СП 63.13330.2012 [8] для расчета балок со стальным профилем.

СПИСОК РАБОТ, ОПУБЛИКОВАННЫХ АСПИРАНТОМ ПО ТЕМЕ  
НАУЧНО-КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЫ (ДИССЕРТАЦИИ)

1) Теплова Ж.С., Виноградова Н.А. Сборно-монолитные перекрытия системы «МАРКО». // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. №8(35). С.48-59;

2) Недвига Е.С., Виноградова Н.А. Системы сборно-монолитных перекрытий. // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2016. №4(43). С.87-102;

3) Гравит М.В., Недвига Е.С., Виноградова Н.А., Теплова Ж.С. Огнестойкость сборно-монолитных часторебристых плит по балкам со стальным профилем. // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2016. №12(51). С.73-83;

4) Корсун В.И., Виноградова Н.А. Несущая способность железобетонных балок с учетом стального профиля в качестве внешней арматуры. // Международная научно-практическая конференция «Лолейтовские чтения – 150» в МГСУ, 30 ноября 2018; 5) Корсун В.И., Виноградова Н.А., Швец Г.А. Эффективность учета в прочностных расчетах стального профиля в качестве внешней арматуры в элементах сборно-монолитных перекрытий. // Международный строительный форум «Строительство и архитектура» в ДонНАСА; 18-20 апреля 2019;

6) Корсун В.И., Виноградова Н.А. Особенности применения нормативных методов к расчету прочность сталежелезобетонных элементов // Всероссийская научно-техническая конференция «Проблемы обеспечения функционирования и развития наземной инфраструктуры комплексов систем вооружения» в ВКА им. А.Ф. Можайского;

7) Gravit, M.V., Nedviga E.S., Vinogradova N.A., Teplova Z.S. Fire resistance of prefabricated monolithic slab. MATEC Web of Conferences 106.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Замалиев Ф.С. Прочность и деформативность сталежелезобетонных изгибаемых конструкций гражданских зданий при различных видах загрузки: дис. д-ра техн. наук. – Казань, 2013. – 379 с.
2. Недвига Е.С., Виноградова Н.А. Системы сборно-монолитных перекрытий // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2016. – №4(43). – С. 87-107.
3. Медведев В.Н., Семенюк С.Д. Прочность и деформативность балочных изгибаемых элементов с внешним листовым армированием // Инженерно-строительный журнал. – 2016. – №3(63). – С. 3-15.
4. Грешкина Е.В., Починок, В.П. Задачи исследования влияния внешнего армирования на прочность стенки железобетонных балок // Научные труды КубГТУ. – 2018. – №1. – С. 55-70.
5. Астахов И.В., Кузнецов А.Ю., Морозова Д.В. Исследование работы сталежелезобетонных конструкций // Вестник гражданских инженеров. – 2017. – №3(62). – С.15-20.
6. EN 1994-1-1. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. – European Committee for Standardization, 2004. – 121 с.
7. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. – Введ. 2017-07-01. – <http://docs.cntd.ru/document/456044285>.
8. Рыбаков В.А. Технология легких сталебетонных конструкций из пенобетона и фиброцементных листов/ В.А. Рыбаков [и др.]// Инженерно-строительный журнал. – 2018. – №6(82). – С. 103-111.
9. Soty R. Formulation for Maximum Shear Force on L-Shape Shear Connector Subjected to Strut Compressive Force at Splitting Crack Occurrence in

Steel-Concrete Composite Structures / R. Soty, H. Shima // Procedia Engineering. – 2011. – №14. – P. 2420-2428.

10. Kvocak V. Analysis of encased steel beams with hollow cross-sections / V. Kvocak, V. Kozlejova, D. Dubecky // Procedia Engineering. – 2012. – №40. – P. 223-228.

11. Михаськин В.В. Моделирование сталежелезобетонного перекрытия с профилированным настилом и оценка расчетной схемы в сравнении с ручным расчетом / В.В. Михаськин, М.А. Карачева // Вопросы науки и образования. – 2018. – № 7(19). – С. 56-58.

12. Харлаб В.Д. О расчет сталежелезобетонных балок с учетом линейной и нелинейной ползучести бетона / В.Д. Харлаб, К.В. Козлов // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – №3(50). – С. 109-114.

13. Рыбаков В.А. Напряженно-деформированное состояние фрагмента сталежелезобетонного перекрытия в условиях огневого воздействия / В.А. Рыбаков [и др.]// Инженерно-строительный журнал. – 2017. – №6(74). – С. 161-174.

14. Tahmasebinia F. Three-Dimensional FE Modelling of Simply-Supported and Continuous Composite Steel-Concrete Beams / F.Tahmasebinia, G.Ranzi // Procedia Engineering. – 2011. – №14. – P. 434-441.

15. Chung K.F. Advanced Finite Element Modelling of Composite Beams with High Strength Materials and Deformable Shear Connectors / K.F. Chung, C.K. Chan // Procedia Engineering. – 2011. – №14. – P. 1114-1122.

16. Machacek J. Design of Shear Connection between Steel Truss and Concrete Slab / J. Machacek, M. Charvat // Procedia Engineering. – 2013. – №57. – P. 722-729.

17. Holomek J. Test Arrangement of Small-scale Shear Tests of Composite Slabs / J. Holomek, M. Bajera, M. Vilda // Procedia Engineering. – 2016. – №161. – P. 716-721.

18. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – Введ. 2013-01-01. – <http://docs.cntd.ru/document/1200095246>.