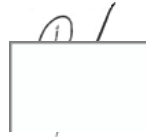


На правах рукописи

A handwritten signature is written above a rectangular box. The signature appears to be 'i /'. The box is empty.

Виноградова Наталья Анатольевна

**ДЕФОРМАЦИИ И ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ
ПЕРЕКРЫТИЙ С ТОНКОЛИСТОВЫМ СТАЛЬНЫМ
ПРОФИЛЕМ**

Специальность 2.1.1. Строительные конструкции,
здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Санкт-Петербург – 2024

Работа выполнена в федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет».

Научный руководитель: доктор технических наук, профессор
Корсун Владимир Иванович

Официальные оппоненты: **Алексейцев Анатолий Викторович**
доктор технических наук, доцент,
ФГБОУ ВО «Национальный
исследовательский Московский
государственный строительный университет»,
кафедра «Железобетонные и каменные
конструкции», доцент;

Замалиев Фарит Сахапович
кандидат технических наук, доцент,
ФГБОУ ВО «Казанский государственный
архитектурно-строительный университет»,
кафедра «Металлические конструкции
и испытание сооружений» института
строительства, доцент.

Ведущая организация: **ФГБОУ ВО «Донской государственный
технический университет».**

Защита состоится «13» февраля 2025 года в 13:00 часов на заседании диссертационного совета 24.2.380.01 при ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» по адресу: 190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул, д. 4, зал заседаний диссертационного совета (аудитория №220 главного корпуса).

Тел./факс: (812) 316-58-73; e-mail: rector@spbgasu.ru.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» и на сайте <https://dis.spbgasu.ru/specialtys/personal/vinogradova-natalya-anatolevna>

Автореферат разослан «21» ноября 2024 г.

Ученый секретарь
диссертационного совета



В. М. Попов

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы исследования

Одной из важных задач современного строительства является разработка эффективных конструктивных и технологических решений, в том числе для реконструкции зданий. Актуальной является задача замены деревянных перекрытий в зданиях старой городской застройки на монолитные железобетонные. Эффективными по критериям технологичности, трудоемкости и материалоемкости представляются конструкции сборно-монолитных междуэтажных перекрытий типа системы «МАРКО». Их достоинства: низкий вес монтируемых элементов конструкции, минимальная потребность в механизмах, более низкий вес перекрытия за счет применения легкобетонных вставок.

Основным сдерживающим фактором применения таких конструкций является недостаточная обоснованность методов их расчета по предельным состояниям. В этой связи в действующем стандарте СТО-33051099.001-2015 ООО «СМП МАРКО» (г. Москва) не учитывается влияние тонколистового стального прокатного профиля на жесткость и несущую способность конструкции.

Степень разработанности темы исследования

Исследованиям сталежелезобетонных конструкций посвящены работы Маккея, Кауфи, А.А. Гвоздева, Н.Н. Стрелецкого, А.П. Васильева, В.М. Горшковой, Д.Н. Лазовского, Тесля, М.И. Додонова, С.Н. Абовской, Б.П. Маркова, Джонсона, Э.Д. Чихладзе, Ф.С. Замалиева, Д.С. Кониная, С.Б. Крылова и многих других.

В части нормативных документов, в странах Европы с 1994 г. для подобных конструкций разработан Еврокод 4 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций». В России аналогичный стандарт был введен в 2017 г. в виде СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования», однако он имеет область применения, ограниченную сталежелезобетонными плитами с профилированным настилом, а также отдельными типами железобетонных конструкций с жесткой арматурой. При этом расчетная схема усилий в сечении плиты с профнастилом в СП 266.1325800.2016 отличается от схемы усилий сопротивления в тонколистовом профиле балочных элементов системы «МАРКО». Кроме того, площадь поперечного сечения листового металла в плитах с профлистом на 1 м ширины перекрытия составляет порядка 10–14 см² в зависимости от типа плит. В случае перекрытий системы «МАРКО» этот показатель в расчете на 1 м ширины перекрытия составляет около 4.38 см², что примерно в 2,3–3 раза меньше. Это обстоятельство делает необходимым проведение экспериментально-теоретических исследований конструкций данного типа

и построение уточненной методики расчета, базирующейся на основных положениях СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

В соответствии с изложенным, в диссертационной работе выполнены экспериментальные и теоретические исследования прочности по нормальным и наклонным сечениям, а также деформаций балочных элементов сборно-монолитных перекрытий с тонколистовым стальным профилем в растянутой зоне в качестве внешней арматуры.

Цель работы – оценка влияния внешнего тонколистового продольного армирования и железобетонных вставок на характеристики НДС изгибаемых балочных железобетонных элементов с уточнением методов расчета их трещиностойкости, деформаций и прочности.

Для достижения поставленной цели потребовалось решение следующих **задач**:

1. Анализ результатов известных исследований и методик расчета сталежелезобетонных конструкций;

2. Выполнить экспериментальные исследования влияния на НДС изгибаемых железобетонных балочных элементов основных значимых факторов: внешнего тонколистового профиля; способа анкеровки тонколистового профиля в бетоне; наличия межреберных вставок из газобетона;

3. Выполнить теоретические исследования влияния тонколистового профиля, способа его анкеровки на характеристики НДС балочных неоднородных железобетонных элементов при нагружении возрастающим изгибающим моментом до разрушения;

4. Уточнить параметры деформационной модели в части расчетной оценки эффективности включения в работу тонколистового профиля в зависимости от способа его анкеровки;

5. Разработать рекомендации по уточнению методов расчета несущей способности, трещиностойкости и прогибов балочных элементов конструкций перекрытий с учетом эффективности включения в работу внешнего тонколистового профиля;

6. Внедрить результаты исследования в практику проектирования и в строительство.

Научная гипотеза. Полагается, что надежное включение в совместную с бетоном работу внешнего листового армирования оказывает существенное влияние на несущую способность и жесткость изгибаемых железобетонных элементов.

Объект исследования – балочные элементы сборно-монолитных перекрытий с тонколистовым профилем.

Предмет исследования – характеристики напряженно-деформированного состояния (НДС) балочных элементов конструкций на примере перекрытий системы «МАРКО».

Научная новизна результатов работы:

1. Установлены показатели неоднородности характеристик прочностных свойств бетона в плоскости поперечного таврового сечения элементов железобетонных балок, в том числе в зонах вблизи листового армирования и легкобетонных вставок.

2. Установлены зависимости влияния внешнего продольного листового армирования, способа его анкеровки, легкобетонных вставок на трещиностойкость, деформации и прочность сечений балочных элементов конструкций.

3. Установлены значения несущей способности на сдвиг трех типов анкерных соединений листового профиля с бетоном, а также уровня включения в работу листов профиля в зависимости от конструкции анкерных устройств.

4. Теоретическими исследованиями установлены зависимости напряжений в бетоне и в стержнях арматуры, в листовом профиле, а также количественные характеристики трещиностойкости, величины прогибов и прочности нормальных сечений балочных элементов сборно-монолитных перекрытий в зависимости от способа анкеровки профиля в бетоне и уровня нагружения возрастающим изгибающим моментом.

Теоретическая значимость работы заключается в получении количественных характеристик напряжений и деформаций в бетоне, стержневой арматуре и в листах внешнего профиля балочных элементов сборно-монолитных железобетонных конструкций перекрытий при изгибе на основе нелинейной деформационной модели железобетона и в разработке методики расчетной оценки напряжений в стальном профиле в зависимости от способа его анкеровки в бетоне и эффективности включения в работу.

Практическая значимость работы заключается в возможности применения результатов исследования в практику строительства промышленных и гражданских зданий, а также при реконструкции поврежденных и ослабленных за время эксплуатации междуэтажных перекрытий на новые сборно-монолитные с учетом разработанных предложений по уточнению методик расчета по образованию трещин, прогибов и прочности по нормальным и наклонным сечениям балочных элементов конструкций сборно-монолитных перекрытий с внешним тонколистовым стальным профилем и различными способами его анкеровки в бетоне.

Методология исследования включает:

1. Экспериментальные исследования механическим нагружением и измерением перемещений конструкций и их элементов;

2. Теоретические исследования параметров НДС конструкций с применением нелинейной модели деформирования бетона на основе соотношений общей теории деформирования железобетона с трещинами.

Область исследования соответствует паспорту научной специальности ВАК 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения, пункт 8 – Разработка новых и совершенствование рациональных типов несущих и ограждающих конструкций, конструктивных решений зданий и сооружений, с учетом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, механической, пожарной и экологической безопасности.

Достоверность результатов работы обеспечена проведением экспериментальных исследований по важным для теоретического анализа программам нагружения; обоснована применением в теоретических исследованиях соотношений физически нелинейной модели деформирования железобетона, построенной на общепринятых положениях и методах строительной механики и механики железобетона; подтверждена сходимостью результатов теоретических и экспериментальных исследований.

Положения, выносимые на защиту:

1. Результаты экспериментальных исследований деформаций и несущей способности железобетонных изгибаемых элементов с тонколистовым стальным профилем при возрастающем нагружении;

2. Результаты экспериментальных исследований прочности на сдвиг анкерных соединений тонколистового профиля с бетоном конструкции;

3. Результаты теоретических исследований характеристик НДС изгибаемых железобетонных элементов с тонколистовым стальным профилем;

4. Методика расчета несущей способности, раскрытия трещин, определения прогибов элементов конструкций перекрытий с учетом влияния внешнего листового армирования.

Апробация результатов работы. Результаты диссертационной работы были представлены и рассмотрены на 6 научно-технических конференциях:

1. Международный экологический фестиваль «GREENDAY» в СПбПУ Петра Великого, г. Санкт-Петербург, 1 октября 2016 г.;

2. Международная научно-практическая конференция «Лолейтовские чтения – 150» в МГСУ, г. Москва, 30 ноября 2018 г.;

3. Международный строительный форум «Строительство и архитектура» в ДонНАСА, ДНР, г. Макеевка, 18-20 апреля 2019 г.;

4. Международная научная конференция «Современные материалы и передовые производственные технологии» в СПбПУ Петра Великого, Санкт-Петербург, 25-28 июня 2019 г.;

5. Всероссийская научно-техническая конференция «Проблемы обеспечения функционирования и развития наземной инфраструктуры комплексов систем вооружения» в ВКА им. А.Ф. Можайского, Санкт-Петербург, 25-26 сентября 2019 г.

6. II Национальная (всероссийская) научно-техническая конференция «Перспективы современного строительства», 04-06 марта 2024 г.

Публикации. По теме диссертации опубликовано 11 научных работ, 4 из которых в изданиях, включенных в перечень ВАК, 2 – в информационных базах SCOPUS, а также 2 патента на полезную модель.

Внедрение результатов работы. Результаты исследований в части уточнения методик расчета трещиностойкости, деформаций и прочности железобетонных элементов с тонколистовым профилем использованы при составлении СТО-33051099.001-2015 ООО «СМП МАРКО» (г. Москва), а также на объектах реконструкции перекрытий гражданских и производственных зданий, выполненных компанией ООО «СМП МАРКО» и ООО «Компания МАРКО».

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы и приложений. Работа изложена на 142 странице и содержит 117 страниц основного текста, 17 таблиц, 73 рисунка, 120 наименований списка литературы.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении обоснована актуальность темы диссертационной работы, сформулированы объект, предмет исследования, цель и задачи исследования, научная новизна, теоретическая и практическая значимость результатов работы, степень их достоверности, сведения об апробации положений, выносимых на защиту.

В первой главе представлен обзор литературных источников, экспериментальных и теоретических исследований сталежелезобетонных конструкций, выполнен анализ результатов экспериментов и методик расчета элементов железобетонных конструкций с листовым армированием на основании исследований, представленных в работах Маккея, Кауфи, А.А. Гвоздева, Н.Н. Стрелецкого, А.П. Васильева, В.М. Горшковой, Д.Н. Лазовского, Тесля, М.И. Додонова, С.Н. Абовской, Б.П. Маркова, Джонсона, Э.Д. Чихладзе, Ф.С. Замалиева, Д.С. Конины, С.Б. Крылова и многих других.

Действующие нормы проектирования СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» и большинство исследований относятся к группе сталежелезобетонных конструкций. К сталежелезобетонным конструкциям относится большой класс строительных конструкций, отличающихся как по конструктивному признаку, так и по степени включения в совместную работу стали с бетоном. Эффективность

сталежелезобетонных конструкций по сравнению с цельностальными или железобетонными достигается за счет совместной работы материалов (железобетона и стали), т. е. реализации одного из основополагающих принципов проектирования – принципа совмещения функций различных элементов.

Однако методики расчета действующего нормативного документа СП 266.1325800.2016, имеют ограниченную область применения, охватывая:

- сталежелезобетонные плиты с профилированным настилом;
- комбинированные балки определенных типов поперечных сечений;
- 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.

Дальнейшее развитие СП 266.1325800.2016 осуществляется на основании результатов специально поставленных экспериментальных исследований работы сталежелезобетонных конструкций.

В европейских нормах (Eurocode-4) для некоторых случаев учитывается частичное объединение элементов сечения, определенных по результатам испытаний опытных образцов, с учетом которых варьируется расстояние от опоры до точки приложения сосредоточенной силы, создающей горизонтальный сдвиг. При этом в EN-4 контролируются вертикальный и продольный сдвиги, являющиеся ортогональными компонентами усилий в наклонных сечениях.

В действующем СП 266.1325800.2016 и ранее действовавших Руководстве НИИЖБ и СТО-0047-2005 оценивается прочность сжатого бетона и прочность наклонного сечения, а также учитывается прочность анкеровки (сцепления) профнастила с бетоном конструкции в середине и в четверти ее пролета. Различия применяемых в европейских и в отечественных нормах методов оценки совместности работы элементов, несущей способности и пригодности к нормальной эксплуатации требует внимательного отношения к получаемым результатам.

На основе анализа имеющихся экспериментальных и теоретических исследований, а также нормативных документов, в том числе зарубежных, сделаны выводы, что применительно к конструкциям сборно-монолитных перекрытий типа перекрытий системы «МАРКО» необходимо уточнение методик расчета по предельным состояниям на основе экспериментально-теоретических исследований конструкций данного типа и построения уточненной методики расчета, базирующейся на основных положениях СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

Во второй главе представлены программа и методика проведения экспериментальных исследований балочных элементов сборно-монолитных

перекрытий, в том числе с внешним листовым армированием, при их кратковременном нагружении с доведением образцов до разрушения.

В качестве опытных образцов приняты железобетонные балки длиной 3 м, в том числе с внешним тонколистовым профилем толщиной 1 мм (рисунок 1). Принятые конструкции соответствуют натурным размерам поперечных сечений фрагментов перекрытий, применяемых в промышленном и гражданском строительстве, а также при реконструкции зданий старой городской застройки.

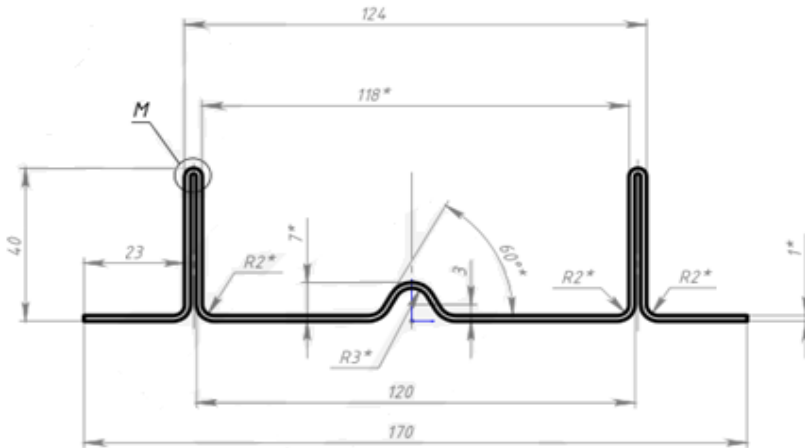


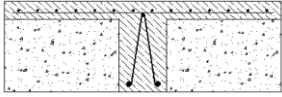
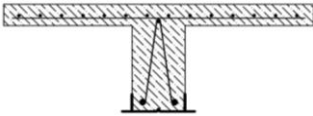
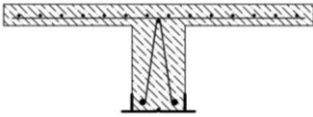
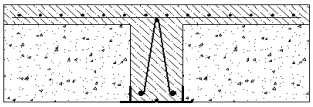
Рисунок 1 – Размеры сечения тонколистового профиля

Программа экспериментальных исследований включала 6 железобетонных балок таврового сечения пролетом 2,8 м, особенности конструкций которых представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Характеристики опытных образцов

Шифр балки	Вид поперечного сечения	Описание
1	2	3
I-I		Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом (без листового профиля)
I-II		Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом (аналог балки I-I)

Окончание табл. 1

1	2	3
II		<p>Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом и с газобетонными блоками размерами 600×300×200 мм, расположенными под свесами бетонного таврового сечения и ориентированными вдоль балки</p>
III-I		<p>Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом и профилем МАРКО-УНИВЕРСАЛ</p>
III-II		<p>Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом и профилем МАРКО-УНИВЕРСАЛ. На месте произведена доработка балки путём забивки дюбелей-анкеров (по 10 шт. с каждой стороны с нижней грани профиля вблизи опор)</p>
IV		<p>Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом и профилем МАРКО-УНИВЕРСАЛ с газобетонными блоками размерами 600×300×200 мм, расположенными под свесами бетонного таврового сечения и ориентированными вдоль балки. На месте произведена доработка балки путём забивки дюбелей-анкеров (по 10 шт. с каждой стороны с нижней грани профиля вблизи опор).</p>

Материалы конструкций:

– арматурный каркас из двух основных продольных стержней нижнего пояса Ø12 мм А500С и одного продольного стержня верхнего пояса Ø8 мм А500С, объединенных поперечной диагональной арматурой Ø5 мм Вр-I с помощью контактной сварки;

- гнутый из оцинкованного листа стали толщиной 1 мм профиль «МАРКО-УНИВЕРСАЛ» площадью поперечного сечения $3,25 \text{ см}^2$;
- бетон класса В25.

Жёсткость, трещиностойкость и несущая способность опытных образцов балок определялись в испытаниях на изгиб при ступенчатом нагружении двумя сосредоточенными силами в третях пролета.

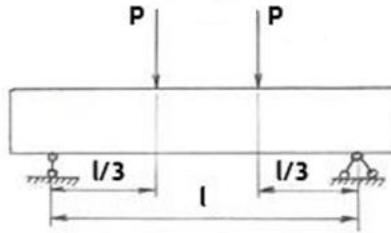


Рисунок 2 – Схема нагружения балок

В процессе экспериментальных исследований контролировались следующие величины: прогиб; момент трещинообразования; ширина раскрытия трещин; величина разрушающего изгибающего момента.

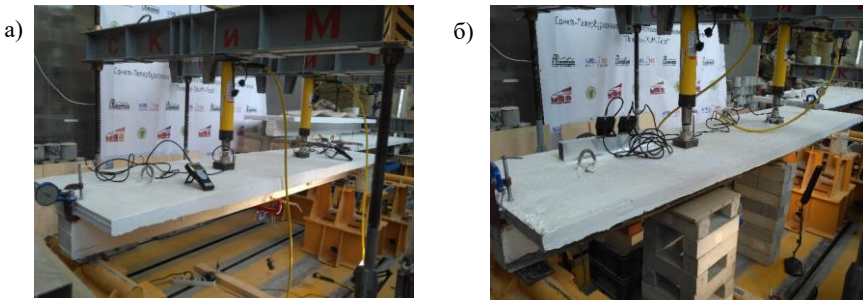


Рисунок 3 – Испытания балок: а) балка I-I без профиля; б) балка III-I с тонколистовым профилем

Определение несущей способности на сдвиг анкерных конструкций для листового профиля осуществлялись экспериментально в установке, представляющей собой опорную плиту с приваренными к ней двумя вертикальными швеллерами. К швеллерам болтами симметрично с каждой из сторон прикреплялись листы профиля опытной конструкции (рисунки 4, 5). С помощью гидравлического домкрата создавалось сдвигающее усилие. Опытные образцы были изготовлены в форме бетонного элемента

призматической формы размерами 200 x 124 x 500 (мм), обрамленного с двух сторон листами стального профиля «МАРКО-УНИВЕРСАЛ».

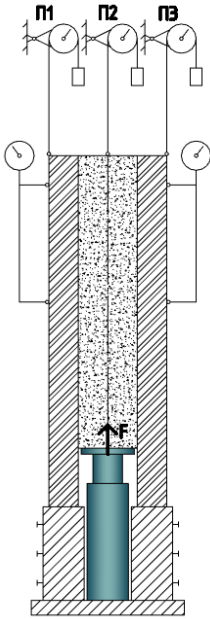


Рисунок 4 – Схема испытаний



Рисунок 5 – Процесс испытаний

Реализованы 4 типа анкерного крепления листов профиля к бетону опытных образцов (таблица 2, рисунок 6).

Таблица 2 – Реализованные типы анкерного крепления листов профиля к бетону

Тип 1	Тип 2	Тип 3/Тип 3а	Тип 4
Без анкеров, за счет клеящей способности цементного камня	С помощью замоноличенных при бетонировании анкерных болтов М8 (по 6 болтов с каждой стороны)	С помощью стальных дюбелей Ø4 мм, забиваемых в набравший прочность бетон (без нарушения сцепления листа профиля с бетоном) / то же, что и тип 3, но с предварительно нарушенным сцеплением профиля с бетоном	С помощью загибов внутрь бетонного блока участков листа

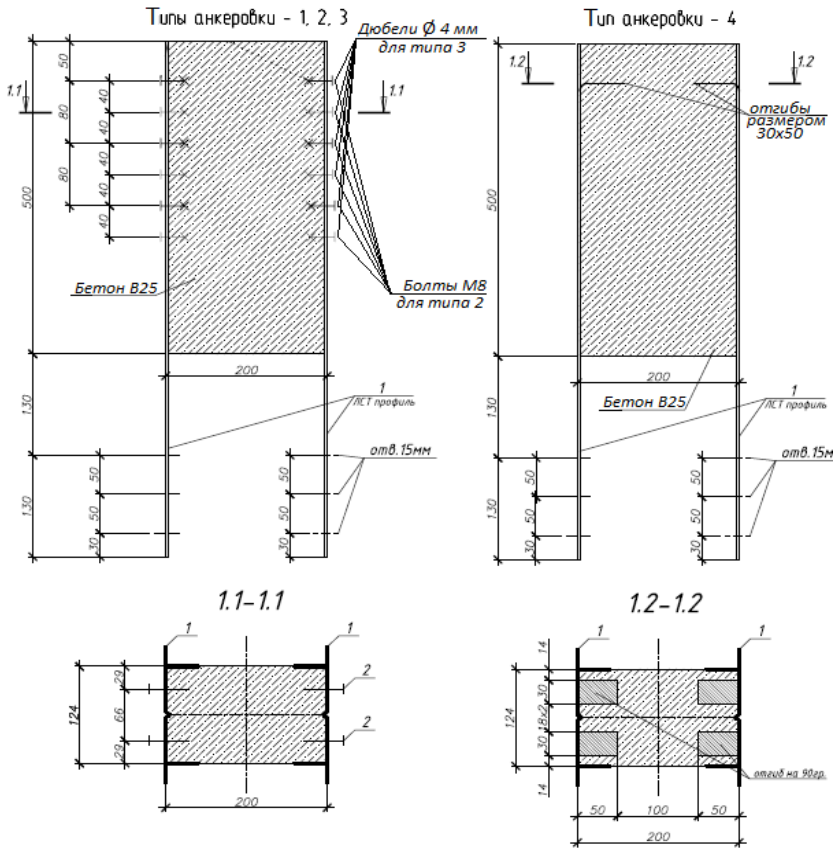


Рисунок 6 – Конструкции образцов для испытаний

В процессе испытаний по показаниям прогибомеров П-1÷П-3 измерялись взаимные смещения листов стального профиля и бетонного блока в начале и в конце каждого этапа приложения нагрузки после 5-минутной выдержки. Разрушающая нагрузка определялась по показаниям манометра гидродомкрата.

В третьей главе представлены результаты экспериментальных исследований и анализ характеристик НДС элементов сборно-монолитного перекрытия системы «МАРКО».

Характеристики механических свойств арматуры А500 и Вр-1 определялись в соответствии с СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Характеристики механических свойств

стали тонколистового профиля были определены из испытаний на растяжение фрагментов с рабочей длиной 120 мм, шириной 22–24 мм согласно ГОСТ 1497-84. Испытания выполнены в лаборатории СПбГАСУ на испытательной установке Ibertest Powertest u-600 (рисунок 7).

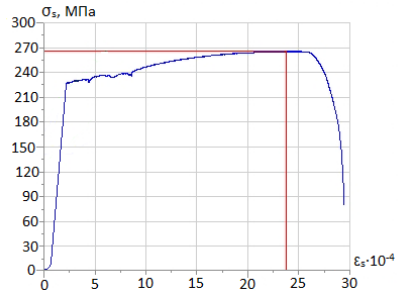
Средние по результатам испытаний образцов листового проката значения напряжений, соответствующих достижению состояния текучести, составили ~235 МПа, временного сопротивления ~265 МПа.

Характеристики свойств бетона: кубиковая прочность $R_b = 36,4$ МПа; призмная прочность $R_b = 27,3$ МПа; прочность на растяжение принята по известной формуле Фере, равной $R_{bt} = 2,57$ МПа.

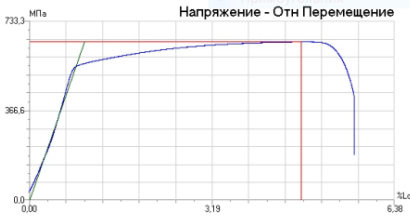
а)



б)



в)



г)

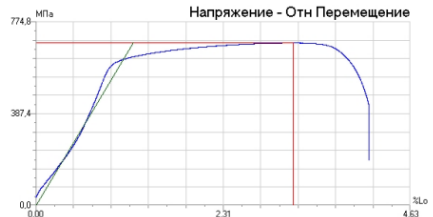


Рисунок 7 – Испытательная машина (а), диаграммы деформирования стали листового проката (б), арматурных стержней для стержней класса А500 диаметров 8 мм (в) и диаметром 12 мм (г)

Деформации и прочность железобетонных элементов конструкций с тонколистовым стальным профилем при возрастающем нагружении.

В экспериментальных исследованиях варьировались три основных значимых фактора: наличие/отсутствие тонколистового стального профиля, как дополнительного внешнего армирования; наличие/отсутствие легкобетонных вставок между ребрами железобетонного таврового сечения; наличие/отсутствие анкеровки профиля в бетоне балок.

Результаты исследования представлены на графиках отдельно для балок без профиля (балки I-I, I-II, II, рисунок 7) и отдельно для балок с профилем (балки III-I, III-II, IV, рисунок 8). По переломам кривых на начальных этапах нагружения определялись моменты образования трещин.

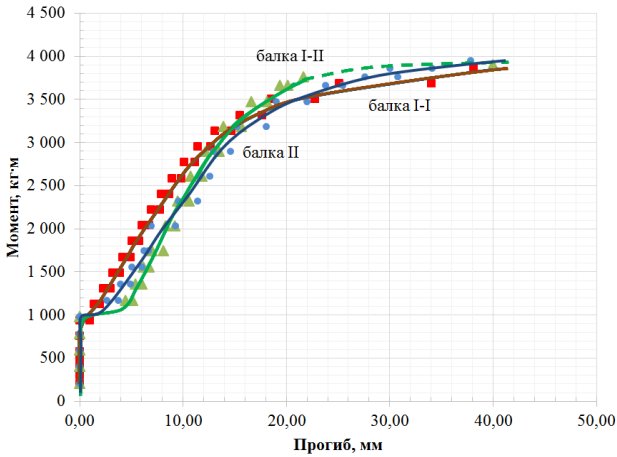


Рисунок 8 – График зависимости «Изгибающий M – прогиб f » для балок I-I, I-II и II без листового профиля

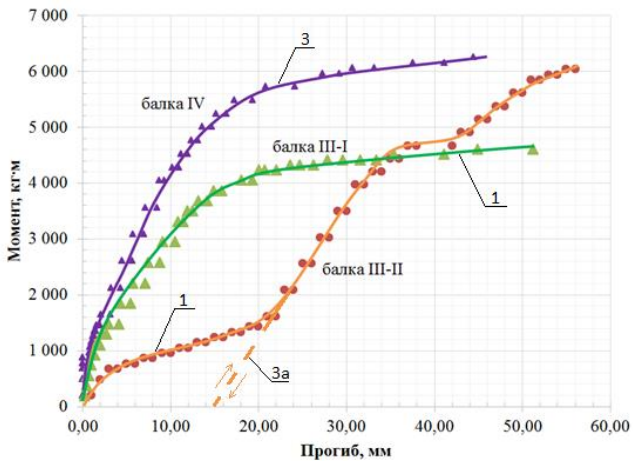


Рисунок 9 – График зависимости «Изгибающий M – прогиб f » для балок III-I, III-II, IV с листовым профилем. Номера на линиях соответствуют типу анкерки листа профиля

Таблица 2 – Результаты сопоставления данных экспериментов с результатами расчетов

Опытные балки					
<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>
Значения разрушающего изгибающего момента, в кг·м					
<i>Расчетные по методике СП 63.13330.2018</i>					
<u>2620</u> 65,2%	<u>2620</u> 65,2%	<u>2520</u> 62,5%	<u>4720</u> 117,5%	<u>4540</u> 107%	<u>4620</u> 108,5%
<i>Опытные данные</i>					
<u>4000</u> 99,5%	<u>4040</u> 100,5%	<u>4020</u> 100%	<u>4620</u> 115,7%	<u>6120</u> 155%	<u>6330</u> 160%
Значения момента трещинообразования, в кг·м					
<i>Расчетные по методике СП 63.13330.2018</i>					
836,4	768,1	758,3	796,0	763,9	803,5
<i>Опытные данные</i>					
~950	~950	~950	~1300	~1200	~1300
Значения прогиба, в см					
<i>Расчетные по методике СП 63.13330.2018</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
Значения ширины раскрытия трещин, в мм					
<i>Расчетные по методике СП 63.13330.2018</i>					
0,65	0,66	0,63	0,42	0,4	0,39
<i>Опытные данные</i>					
0,62	0,6	–	0,3	–	0,34

Расчетные значения, рассчитанные по методике СП 63.13330.2018, получены в предположении совместности работы листового профиля и железобетонных балок.

Несущая способность на сдвиг анкерных конструкций для листового профиля.

Типы схем разрушения опытных образцов:

– тип 1 (без анкерных креплений) – в результате отслоения листов профиля от бетона (сдвигающая сила F порядка 8 кН, что соответствовало максимальным величинам касательных напряжений $\tau = 0,06$ МПа, и нормальным напряжениям в листе профиля, соответствующих напряжению $\sigma = 12,3$ МПа в среднем по сечению листа);

– тип 2 и 3 (анкеровка с помощью болтов и дюбелей) – в результате смятия листов профиля в местах контакта с анкерными болтами и дюбелями с последующим отрывом от бетона;

– тип 4 (анкеровка замоноличиванием загибов профиля) – в результате разрыва листов стального профиля в местах загибов.

Величины разрушающих усилий представлены в таблице 3.

Таблица 3 – Несущая способность анкерных соединений

Параметр	Характеристики несущей способности элементов анкерных соединений исследованных типов на сдвиг (опытные данные)				
	Тип 1	Тип 2	Тип 3	Тип 3а	Тип 4
Максимальная сдвигающая сила F для анкерного соединения при двухстороннем креплении к бетонному блоку, кН	8	60	30	22	40
<i>в т.ч. приходящаяся на одностороннюю конструкцию анкерного крепления – $N = F/2$, кН</i>	4	30	15	11	20
<i>в т.ч. приходящаяся на один конструктивный элемент (болт, дюбель, листовой загиб) анкерного крепления – N/n_s, кН</i>	4	5	2,5	1,83	10
Максимальные напряжения в листе профиля МАРКО при принятом типе анкеровки $\sigma_y = N/A_{sl}$, МПа	12,3	92,3	46,2	33,8	61,5
Напряжения в металле листового профиля МАРКО, обусловленные сопротивлением на смятие одного элемента анкерного крепления $\sigma_y = N/(n_s \cdot A_{sl})$, МПа	–	15,4	7,7	5,63	10,25
То же, обусловленное сопротивлением на растяжение одного листа-анкера с месте загиба, МПа	–	–	–	–	30,8*
Относительные величины напряжений в профиле: на 1 эл-т анкерного крепления $\gamma_c = \sigma_y / R_s$	0	0,07	0,03	0,02	0,13

Примечания:

- n_s – количество анкерных элементов в конструкции;
- $A_{sl} = A_{sl1} + A_{sl2} = 3,25 \text{ см}^2$ – площадь поперечного сечения листа профиля МАРКО; A_{sl1} и A_{sl2} – соответственно площади сечения горизонтальной и вертикальной частей профиля.

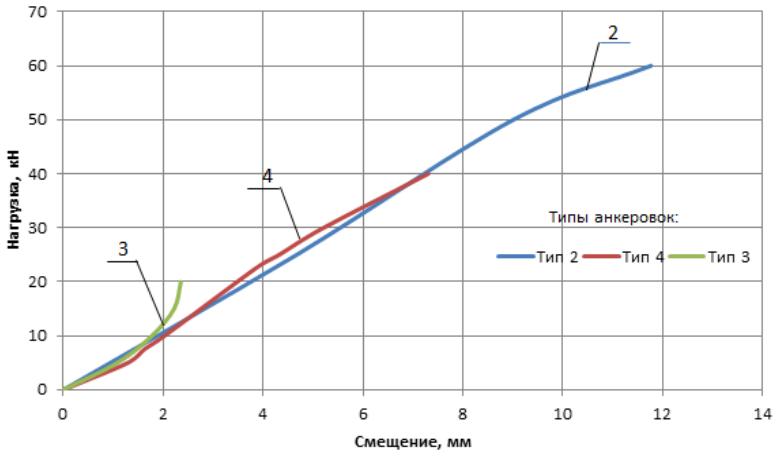


График 9 – Зависимости взаимных смещений листового профиля и бетонного блока от величины сдвигающей силы при принятых способах анкеровки

Результаты экспериментальных исследований свидетельствуют:

1. Наличие легкогобетонных вставок практически не оказывает влияния на величину предельного изгибающего момента;
2. Наличие стального профиля без специальной анкеровки повышает несущую способность балки, в сравнении с балками без профиля, не более чем на 15%, а с примененными типами анкеров 3 и 3а – на величину до 50%;
3. Значения момента трещинообразования для балок всех типов примерно одинаковы (рисунки 8, 9) и составляют 0,15–0,25 от значений несущей способности.
4. Включение стального профиля в работу с помощью анкерных устройств типа 3 и 3а способствует повышению жесткости и снижению прогибов опытных балок (таблица 2).

Расчетные по методике СП 63.13330.2018 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. Расчетные по методике СП 63.13330.2018 значения прогибов железобетонных балок без стального профиля достаточно близко соответствуют опытным величинам, а для конструкций со стальным профилем недооцениваются, что объясняется частичной податливостью стального профиля в местах анкерных креплений вследствие пластических деформаций металла.

Из результатов испытаний на сдвиг следует:

1. Данные опытов содержат количественные характеристики эффективности включения листов стального профиля в работу конструкций сборно-монолитных перекрытий системы «МАРКО-УНИВЕРСАЛ» соответственно типам анкерных устройств.

2. Клеящая способность цементного камня при отсутствии дополнительных анкерных креплений обеспечивает совместную работу листов профиля с бетоном при ограниченных значениях изгибающих моментов, не превышающих 0,25 от несущей способности конструкций. При более высоких уровнях нагружения совместность работы листового профиля с бетоном конструкции нарушается, что исключает его вклад в несущую способность конструкции.

3. При использовании анкерующих элементов в виде замоноличенных стальных болтов (анкеры типа 2) и забитых в затвердевший бетон дюбелей (анкеры типа 3) нарушение совместности работы стального листа профиля толщиной 1 мм с бетоном происходит в предельном состоянии за счет смятия металла листа.

4. При заанкеривании металлического профиля в бетоне с помощью загيبов элементов листов (анкеры типа 4) разрушение таких креплений при сдвиге происходит в результате разрыва листов профиля по месту загиба. Глубина анкеровки элемента листа профиля в бетоне, равная 50 мм, является достаточной для надежного закрепления в бетоне.

5. Наиболее простой в построечных условиях является анкерная конструкция по типу 4. Повысить уровень включенности листового профиля в работу конструкции возможно с помощью дополнительной забивки дюбелей в затвердевший бетон (анкеровка по типам 3 и 3а).

6. При совместном применении элементов анкеровки по типам 4 и 3 (3а) их вклад в несущую способность конструкции может быть получен по формуле (5) суммированием составляющих напряжений σ_y , определяемых по формулам (2) и (4) соответственно количеству и размерам загибаемых элементов листов, а также количеству забиваемых в бетон дюбелей.

Исследованные методы анкеровки предложены к применению при возведении сборно-монолитных перекрытий с тонколистовым профилем типа системы «МАРКО», как позволяющие включить в работу листовой профиль, использованный первоначально для опирания легкобетонных вставок.

В четвертой главе представлены результаты теоретического исследования характеристик НДС сталежелезобетонных изгибаемых элементов таврового сечения при нагружении возрастающим изгибающим моментом. На основе результатов экспериментальных и теоретических исследований разработаны предложения по уточнению методик расчета прочности

и деформаций балочных элементов конструкций перекрытий с учетом внешнего листового армирования.

Методика теоретических исследований. Определение характеристик напряженно-деформированного состояния в неоднородных элементах железобетонных конструкций осуществлено на основе физически нелинейной деформационной модели железобетона, основные соотношения которой изложены в работах В.И. Корсуна. В качестве расчетной модели принят неоднородный железобетонный элемент прямоугольного сечения размерами $b \times h$ и с многоуровневым расположением арматуры (рисунок 10).

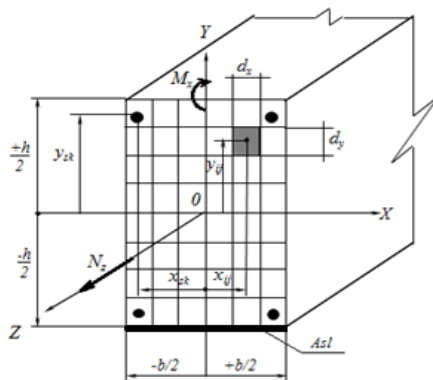


Рисунок 10 – Расчетная модель неоднородного балочного элемента

Физические соотношения для неоднородного балочного элемента представляются в следующем виде:

$$\begin{bmatrix} M_x \\ N_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_1 & B_1 \\ B_2 & C_2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \chi_x \\ \varepsilon_{0z} \end{bmatrix}, \quad (1)$$

где A_1 , B_1 , C_2 – коэффициенты матрицы жесткости:

$$A_1 = \int_{-h/2}^{+h/2} \int_{-b/2}^{+b/2} E_b \cdot dx \cdot dy \cdot y_i^2 + \sum_{k=1}^{ns} y_{s,k}^2 \cdot f_{s,k} \cdot E'_{s,k}; \quad (2)$$

$$B_1 = \int_{-h/2}^{+h/2} \int_{-b/2}^{+b/2} E_b \cdot dx \cdot dy \cdot y_i + \sum_{k=1}^{ns} y_{s,k} \cdot f_{s,k} \cdot E'_{s,k}; \quad (3)$$

$$C_2 = \int_{-h/2}^{+h/2} \int_{-b/2}^{+b/2} E_b \cdot dx \cdot dy + \sum_{k=1}^{ns} f_{s,k} \cdot E'_{s,k}; \quad (4)$$

$$B_2 = B_1.$$

Применительно к исследуемым конструкциям рассматривается железобетонный элемент таврового сечения с расположением арматуры в нижней и верхней зонах сечения и листовым профилем A_{sl} со стороны нижней грани. Учет легкого бетона вставок по бокам ребра осуществляется заданием соответствующих характеристик механических свойств газобетона.

Расчетное сопротивление металла листа прокатного профиля принималось по результатам испытаний на разрыв и корректировалось соответственно способу анкеровки в бетоне балки.

Расчетное значение напряжений σ_y в листе профиля фиксированного сечения ($A_{sl} = 3,25 \text{ см}^2$) определяется в зависимости от величины усилия N , воспринимаемого элементами анкерных устройств:

$$\sigma_y = N / A_{sl} \cdot \quad (5)$$

Для элементов без дополнительных анкерных устройств (типа 1) учет клеящей способности цементного камня можно не производить, так как при уровне нагружения порядка 0,25 от максимального изгибающего момента происходит взаимный сдвиг листа профиля и бетона, что исключает их совместную работу в дальнейшем и определяет значение $\sigma_y = 0$.

Для анкерных конструкций типов 2, 3 и 3а расчетное усилие N , воспринимаемое болтами (дюбелями), применительно к решаемой задаче представляется в виде:

$$N = n_b \cdot R_y \cdot d_b \cdot t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (6)$$

где: d_b , n_b – диаметр и количество болтов (дюбелей) в составе анкерного крепления; R_y – расчетное сопротивление листовой стали по пределу текучести; $t = 1 \text{ мм}$ – толщина листа профиля; $\gamma_b = 1$ – коэффициент условий работы болтового соединения; γ_c – коэффициент условий работы для листа профиля в зависимости от типа анкерного соединения, определяемый на основе результатов экспериментальных исследований.

Для анкерной конструкции типа 4 усилие, воспринимаемое металлом загибов в предельном состоянии:

$$N = A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (7)$$

где A_n – площадь сечения нетто участков листа профиля в местах их загиба в бетон. γ_c – коэффициент условий работы для листа профиля при анкеровке в бетоне в виде загибов.

Варьируя характеристиками анкерных соединений в части параметров n_b , d_b , A_n , можно регулировать величину σ_y и, соответственно, степень включения листового профиля в работу сталежелезобетонных перекрытий системы

«МАРКО». При совместном применении анкеров по типу 4 (в процессе омоноличивания конструкции) и по типу 3 (дополнительная анкеровка профиля в затвердевший бетон) расчетное значение напряжений σ_y в профиле может быть определено как сумма решений по формулам (6) и (7):

$$\sigma_y = N/A_{sl} = (A_n \cdot R_y \cdot \gamma_{cl} + n_b \cdot R_y \cdot d_b \cdot t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c) / A_{sl} \leq R_y. \quad (8)$$

Значения коэффициентов условий работы профиля γ_c в составе железобетонной конструкции для исследованных типов анкерных креплений представлены в таблице 3.

Момент образования трещин, нормальных к продольной оси элементов, рекомендуется определять по формулам (8.121)–(8.124) СП 63.13330.2018. При этом момент инерции I_{red} приведенного сечения относительно его центра тяжести, а также площадь приведенного сечения элемента A_{red} должны определяться по формулам:

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha + I'_s \cdot \alpha + I_{sl} \cdot \alpha_{sl \cdot c}; \quad (9)$$

$$A_{red} = A + A_s \cdot \alpha + A'_s \cdot \alpha + A_{sl} \cdot \alpha_{sl \cdot c}. \quad (10)$$

В формулах (9), (10) коэффициентом γ_s учитывается степень включения листа профиля в работу:

$$\gamma_s = \sigma_y / R_s. \quad (11)$$

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, рекомендуется определять по формулам (8.128) и (8.129) СП 63.13330.2018, принимая значение I_{red} по формуле (9).

Расчет железобетонных элементов по прогибам рекомендуется выполнять в соответствии с рекомендациями п.п. 8.2.21–8.2.25, 8.2.27–8.2.31 СП 63.13330.2018, при этом формулу (8.148) для момента инерции приведенного поперечного сечения необходимо дополнить составляющей сопротивления листа профиля аналогично формуле (9). Высоту сжатой зоны железобетонного элемента конструкции рекомендуется определять по формуле (8.152) СП 63.13330.2018, дополнив три группы слагаемых в круглых скобках составляющей влияния листового профиля, определяемой произведением $\mu_{sl} \cdot \alpha_{sl}$, в котором:

$$\mu_{sl} = A_{sl} / (bh_0); \quad \alpha_{sl} = E_{s \cdot s} / E_{b1}. \quad (12)$$

Значение модуля деформаций бетона определяется по формулам (8.146) или (8.147) соответственно продолжительности действия нагрузки.

В рамках теоретического исследования проведены расчеты образцов балок сборно-монолитных перекрытий по прочности нормальных сечений согласно СП 63.13330.2018. На рисунке 11 представлена расчетная схема усилий в сечении, принятая для расчетов.

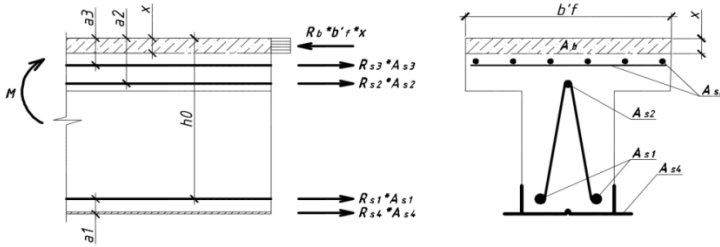


Рисунок 11 – Расчетная схема усилий в сечении

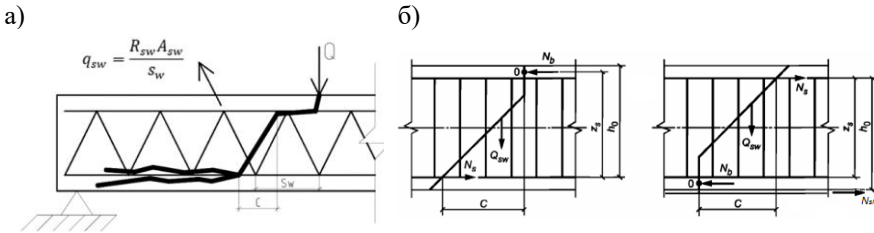


Рисунок 12 – а) Схема расчетных усилий в расчете по прочности наклонных сечений; б) Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие изгибающих моментов

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия (рисунок 12, а):

$$Q = \frac{q \cdot b \cdot l}{2} - q \cdot b \cdot 2h_0 \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{sl} = Q_{сеч}, \quad (13)$$

где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное нагружение в пределах наклонного сечения; Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны, определяется по формуле (8.57) СП 63.13330.2018; Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении, определяется по формуле

(8.58) СП 63.13330.2018; Q_{sl} – поперечная сила, воспринимаемая листовым профилем, определяется по формуле 14.

Усилие Q_{sl} для стального профиля определяется по формуле (для 2 мм):

$$Q_{sl} = \gamma_s \cdot R_{\text{сдвиг}} \cdot A_{sl}; \quad (14)$$

$$R_{\text{сдвиг}} = \frac{0,58R_{\text{ym}}}{\gamma_m}.$$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действии изгибающих моментов производится из условия:

$$M = \frac{q \cdot b \cdot l}{2} \cdot 2 \cdot h_0 - \frac{q \cdot (2 \cdot h_0)^2}{2} \leq M_s + M_{sw} + M_{sl} = M_{\text{сеч}}, \quad (15)$$

где M – изгибающий момент в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения (точка 0), противоположного концу, у которого располагается проверяемая продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении; при этом учитывают наиболее опасное нагружение в пределах наклонного сечения; M_s – изгибающий момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0), определяется по формуле (8.64) СП 63.13330.2018; M_{sw} – изгибающий момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0), определяется по формуле (8.65) СП 63.13330.2018; M_{sl} – изгибающий момент, воспринимаемый листовым профилем, определяется по формуле 16.

Изгибающий момент, воспринимаемый тонколистовым профилем M_{sl} :

$$M_{sl} = N_{sl} \cdot z_{sl} = \gamma_c \cdot \sigma_{sl} \cdot A_{sl} \cdot z_{sl};$$

$$z_{sl} = h_0 + \frac{\delta}{2}. \quad (16)$$

Заключение

1. Конструкции сборно-монолитных перекрытий с тонколистовым стальным профилем и легкобетонными вставками обладают рядом технико-экономических преимуществ и имеют хорошие перспективы для более широкого применения в строительстве. Основными сдерживающими фак-

тором является отсутствие экспериментально обоснованных методов расчета их деформаций и прочности.

2. Экспериментально установлено, что наличие тонколистового стального профиля без специальной анкеровки в бетоне (балка III-I) повышает несущую способность на ~15%, а наличие надежной анкеровки профиля в бетоне при помощи стальных дюбелей (балки III-II, IV) повышает несущую способность балок на 55–60% в сравнении со значениями для балок без профиля.

3. Наличие легкобетонных вставок, расположенных в растянутой зоне, практически не влияет на несущую способность тавровых балок сборно-монолитных перекрытий.

4. Значения момента трещинообразования для балок всех типов примерно одинаковы и составляют 0,15–0,25 от значений несущей способности.

5. Расчетные по методике СП 63.13330.2018 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.

6. Включение внешнего листового профиля в работу в составе несущих балок перекрытия в нижней, растянутой зоне конструкций способствует в значительной степени повышению их прочности по нормальным и наклонным сечениям, повышению трещиностойкости и снижению прогибов балочных элементов сборно-монолитных перекрытий.

7. Уровень эффективности влияния стального профиля на прочность и жесткость конструкций в значительной степени зависит от способа анкеровки листов профиля в бетоне конструкции. При условии полноценного включения листа внешнего профиля в работу (теоретически возможный случай) расчетное значение прироста прочности по нормальным сечениям может достигать 88%.

8. На основании экспериментальных и теоретических исследований разработаны рекомендации по уточнению инженерной методики расчета прочности по нормальным и наклонным сечениям сталежелезобетонных балочных элементов с листовым профилем в части учета эффективности анкеровки листового профиля и количественных характеристик его включенности в работу в составе конструкции.

9. На основании экспериментальных и теоретических исследований разработаны рекомендации по уточнению нормативных методик расчета балочных элементов сборно-монолитных перекрытий с тонколистовым профилем в растянутой зоне в части расчетов прочности нормальных и наклонных сечений с учетом типа анкеровки.

10. Результаты исследования внедрены в разработку СТО 33051099.001-2015, а также в практику строительства и реконструкции перекрытий в ряде гражданских и промышленных зданий.

Перспективами дальнейшего исследования могут являться:

1. Оценка длительного действия нагрузки на элементы конструкций сборно-монолитных перекрытий;
2. Оценка эффективности типов анкеровки элементов конструкций сборно-монолитных перекрытий в условиях воздействия пожарной среды.

СПИСОК РАБОТ, ОПУБЛИКОВАННЫХ АВТОРОМ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

В изданиях, входящих в перечень ВАК РФ

1. Виноградова Н.А., Швец Г.А. Исследования сталежелезобетонных изгибаемых конструкций (обзор) // Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. – 2020. – №1 (42). – С. 114–127. DOI: <http://www.dx.doi.org/10.24866/2227-6858/2020-1-12>.
2. Корсун В.И., Виноградова Н.А., Швец Г.А. Bearing capacity of reinforced T-beams with a steel profile // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2020. – №4 (89). – С. 8904–8904. DOI: <http://www.dx.doi.org/10.18720/CUBS.89.4>.
3. Виноградова Н.А. Учет стального профиля в расчетах несущей способности сталежелезобетонных балок // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2019. – №12. – С. 26–33. DOI: <http://www.dx.doi.org/10.34031/2071-7318-2019-4-12-26-33>.
4. Korsun V.I., Vinogradova N.A., Steel-reinforced concrete elements strengthened by the anchoring method // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2023. – № 4 (109). Article Number 10932, DOI: <http://www.dx.doi.org/10.4123/CUBS.109.32>.

В других изданиях

5. Gravit, M.V., Nedviga E.S., Vinogradova N.A., Teplova Z.S. Fire resistance of prefabricated monolithic slab. MATEC Web of Conferences 106. DOI: <http://www.dx.doi.org/10.1051/matecconf/201710602025>.
6. Корсун В.И., Виноградова Н.А., Швец Г.А. Comparative analysis of the calculation of composite reinforced concrete slabs with steel decking according to Russian and European standards // Sustainable energy systems: innovative perspectives. – 2021. – №141. – С. 321–330. DOI: http://www.dx.doi.org/10.1007/978-3-030-67654-4_35.
7. Недвига Е.С., Виноградова Н.А. Системы сборно-монолитных перекрытий // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2016. №4(43). С.87–102. DOI: <http://www.dx.doi.org/10.18720/CUBS.43.7>.
8. Гравит М.В., Недвига Е.С., Виноградова Н.А., Теплова Ж.С. Огнестойкость сборно-монолитных часторобристых плит по балкам со стальным профилем // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2016. №12(51). С.73–83. DOI: <http://www.dx.doi.org/10.18720/CUBS.51.6>.

9. Теплова Ж.С., Виноградова Н.А. Сборно-монолитные перекрытия системы «МАРКО» // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. №8(35). С. 48–59. DOI: <http://www.dx.doi.org/10.18720/CUBS.35.4>.

Патенты на полезную модель

1. Парахин В. М., Африкантов С. А., Недвига Е. С., Виноградова Н. А.; ООО "СМП МАРКО". Элемент монолитного бетонного перекрытия. Патент № RU173486U1 РФ, МПК E04G 11/36. № 2017117555; Заявл. 2017.05.22; Опубл. 2017.08.29.

2. Парахин В. М., Африкантов С. А., Недвига Е. С., Виноградова Н. А.; ООО "СМП МАРКО". Элемент монолитного бетонного перекрытия. Патент № RU173487U1 РФ, МПК E04G 11/36. № 2017117557; Заявл. 2017.05.22; Опубл. 2017.08.29.

Компьютерная верстка *Смирновой М. В.*

Подписано к печати 08.11.2024. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная.

Усл. печ. л. 1,3. Тираж 120 экз. Заказ 149.

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.
190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская, д. 4.

Отпечатано на МФУ. 198095, Санкт-Петербург, ул. Розенштейна, д. 32, лит. А.