

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет»

На правах рукописи

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

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор
Корсун Владимир Иванович

Санкт-Петербург – 2024

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	5
Глава 1. АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ И МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ	13
1.1 Основные типы сталежелезобетонных изгибаемых конструкций с внешним армированием.....	14
1.2 Экспериментальные и теоретические исследования сопротивления сталежелезобетонных конструкций силовым воздействиям	21
1.3 Основные положения методов расчета сталежелезобетонных конструкций.....	40
1.4 Выводы по главе 1	47
Глава 2. ОПЫТНЫЕ ОБРАЗЦЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ	49
2.1 Конструкции основных и дополнительных опытных образцов....	49
2.2 Программы и методики проведения испытаний	53
2.2.1. Испытание железобетонных балок с внешним листовым профилем на изгиб	54
2.2.2. Оценка несущей способности на сдвиг анкерных креплений листового профиля к бетону.....	58
2.3 Методика теоретических исследований на основе нелинейной деформационной модели железобетона.....	60
2.4 Выводы по главе 2	63
Глава 3. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ХАРАКТЕРИСТИК НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНО-МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ИЗГИБЕ	64
3.1 Характеристики механических свойств бетона	64

3.2 Характеристики механических свойств листового профиля	65
3.3 Деформации и прочность по нормальным сечениям железобетонных элементов с тонколистовым стальным профилем при изгибе.....	67
3.4 Несущая способность по наклонному сечению на действие поперечной силы.....	76
3.5 Несущая способность на сдвиг анкерных конструкций для листового профиля.....	78
3.6 Выводы по главе 3	82
Глава 4. ДЕФОРМАЦИИ И ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ВНЕШНИМ ТОНКОЛИСТОВЫМ СТАЛЬНЫМ ПРОФИЛЕМ.....	85
4.1 Характеристики напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов перекрытий с внешним тонколистовым профилем при изгибе	85
4.1.1. Соотношения нелинейной деформационной модели в приложении к конструкциям исследуемого типа	85
4.1.2 Деформации, напряжения и прочность железобетонных элементов с внешним тонколистовым профилем при возрастающем нагружении.....	87
4.2 Развитие методов расчета сталежелезобетонных балочных элементов перекрытий по предельным усилиям	97
4.2.1 Расчет по образованию и раскрытию трещин.....	97
4.2.2 Расчет прогибов железобетонных элементов с внешним листовым профилем	99
4.2.3 Расчет по прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с внешним листовым армированием....	102

4.2.4 Расчет по прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов с внешним листовым армированием....	106
4.3 Предложения по повышению эффективности включения в работу элементов тонколистового стального профиля	114
4.4 Предложения по развитию методик расчета элементов сборно-монолитных перекрытий на примере системы «МАРКО» применительно к СТО-33051099.001-2015	116
4.5 Выводы по главе 4	120
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	122
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	124
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	137

ВВЕДЕНИЕ

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.

Основными недостатком традиционных монолитных железобетонных перекрытий являются большой вес и технологическая трудоемкость, связанная с устройством лесов и опалубки.

Эффективной с позиции технологичности, трудоемкости и материалоемкости представляются конструкции сборно-монолитных перекрытий. Одним из примеров таких конструкций являются перекрытия системы «МАРКО». Преимуществами таких конструкций являются низкий вес составных элементов конструкции (арматурного каркаса, тонколистового профиля, газобетонных блоков), минимальная потребность в механизмах, более низкий вес конструкции перекрытия в целом за счет применения легкобетонных вставок.

Благодаря соединению тонколистового профиля и железобетона, получается принципиально новая конструкция балочного элемента сборно-монолитного перекрытия, которая сочетает преимущества железобетона в сжатой зоне и тонколистового профиля в растянутой зоне, работающего как внешняя арматура и несъемная опалубка.

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, которое в зависимости от условий совместной работы бетона и стали может быть достаточно эффективным.

Степень разработанности темы исследования

Исследования сталежелезобетонных конструкций представлены 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 и многих других.

С точки зрения нормативных документов, в странах Европы с 1994 г. для подобных конструкций существует Еврокод 4 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций», в России аналогичный стандарт был введен в 2017 г. 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 элементах 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 и деформаций балочных элементов сборно-монолитных перекрытий с тонколистовым стальным профилем в качестве внешней арматуры.

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

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

Научная гипотеза: эффективное включение тонколистового профиля в работу в составе сборно-монолитного перекрытия позволит повысить его несущую способность, в т.ч. в раннем возрасте твердения бетона, и обеспечить возможность ускорения строительства и реконструкции перекрытий многоэтажных зданий.

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

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

1. Выполнить экспериментальные исследования влияния на НДС нагружаемых железобетонных балочных элементов основных значимых факторов: внешнего тонколистового профиля; способа анкеровки тонколистового профиля в бетоне; наличия межреберных вставок из газобетона;
2. Выполнить теоретические исследования влияния тонколистового профиля, способа его анкеровки на характеристики напряженно-деформированного состояния (НДС) балочных неоднородных железобетонных элементов при нагружении возрастающим изгибающим моментом до разрушения;
3. Уточнить параметры деформационной модели в части расчетной оценки эффективности включения в работу тонколистового профиля в зависимости от способа его анкеровки;
4. Разработать рекомендации по уточнению методов расчета несущей способности, трещиностойкости и прогибов балочных элементов конструкций перекрытий с учетом эффективности включения в работу внешнего тонколистового профиля;

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

Научная новизна результатов исследования:

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 деформации 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:

- экспериментальные исследования механическим нагружением и измерений перемещений конструкций и их элементов;
- теоретические исследования параметров напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций с применением нелинейной модели деформирования бетона на основе общей теории деформирования железобетона с трещинами.

Положения, выносимые на защиту:

- результаты экспериментальных исследований деформаций и несущей способности железобетонных изгибаемых элементов с тонколистовым стальным профилем при возрастающем нагружении;
- результаты экспериментальных исследований прочности на сдвиг анкерных соединений тонколистового профиля с бетоном конструкции;
- результаты теоретических исследований характеристик напряженно-деформированного состояния (НДС) изгибаемых железобетонных элементов с тонколистовым стальным профилем;
- методика расчета несущей способности, раскрытия трещин, определения прогибов элементов конструкций перекрытий с учетом влияния внешнего листового армирования.

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.

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

- Международный экологический фестиваль «GREENDAY» в СПбПУ Петра Великого, г. Санкт-Петербург, 1 октября 2016 г.;
- Международная научно-практическая конференция «Лелейтовские чтения – 150» в МГСУ, г. Москва, 30 ноября 2018 г.;
- Международный строительный форум «Строительство и архитектура» в ДонНАСА, ДНР, г. Макеевка, 18-20 апреля 2019 г.;
- Международная научная конференция «Современные материалы и передовые производственные технологии» в СПбПУ Петра Великого, Санкт-Петербург, 25-28 июня 2019 г.;
- 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.
- II Национальная (всероссийская) научно-техническая конференция «Перспективы современного строительства», 4-6 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),

применены при восстановлении и реконструкции междуэтажных перекрытий ряда гражданских зданий в г. Мариуполе.

Структура и объем работы. Диссертация представлена введением, четырьмя главами и заключением. Работа состоит из 142 страниц, в том числе 117 страниц основного текста, а также 17 таблиц, 73 рисунка, 120 наименований списка литературы.

Во введении обоснована актуальность темы диссертационной работы, сформулированы цель и задачи исследования, объект, предмет 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 экспериментальных исследований и методик расчета элементов железобетонных конструкций с листовым армированием.

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 третьей главе представлены результаты экспериментальных исследований и анализ характеристик напряженно-деформированного состояния (НДС) элементов сборно-монолитного перекрытия на примере системы «МАРКО».

В четвертой главе представлены результаты теоретического исследования характеристик напряженно-деформированного состояния (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.

В заключении приведены основные выводы по результатам исследования.

Приложения к тексту диссертации содержат:

- справку о внедрении результатов диссертационного исследования соискателя Виноградовой Н.А. «Деформации и прочность железобетонных изгибаемых элементов сборно-монолитных перекрытий с тонколистовым стальным профилем» в части предложений по уточнению методики расчета прочности и деформаций сталежелезобетонных элементов перекрытий с листовым армированием системы «МАРКО» на основе результатов экспериментальных и теоретических исследований автора;

- справку о внедрении результатов диссертационной работы соискателя Виноградовой Н.А. «Деформации и прочность железобетонных изгибаемых элементов сборно-монолитных перекрытий с тонколистовым стальным профилем» при устройстве сталежелезобетонных сборно-монолитных перекрытий системы «МАРКО» в процессе реконструкции ряда зданий в различных регионах страны, в том числе при восстановлении нескольких объектов в г. Мариуполь (Приазовский государственный технический университет, пятиэтажный жилой дом по улице Артема 37, дом культуры «Молодежный»);

- акт о внедрении материалов диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук соискателя кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Виноградовой Н.А. в лекционный курс по дисциплине «Спецкурс по проектированию железобетонных конструкций» для студентов магистратуры по направлению подготовки по специальности 08.04.01 «Проектирование строительных конструкций зданий и сооружений» на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» СПбГАСУ.

ГЛАВА 1. АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ И МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ

Сталежелезобетонные конструкции соответствуют современным тенденциям с точки зрения эффективности за счет совместной работы железобетона и стали.

Практика строительства требует создания комплексных конструкций, обеспечивающих за счет снижения построечных трудозатрат сокращение сроков строительства. Это реализуется как путем создания новых рациональных конструктивных систем на основе прогрессивных архитектурно-планировочных решений, так и за счет совершенствования отдельных конструктивных элементов [115; 119]. В других странах распространено применение перекрытий с несъемной опалубкой из стального профилированного настила в общественных зданиях.

В числе зданий отечественной постройки со сталежелезобетонными перекрытиями можно выделить [44; 51]:

- в Москве - административное здание Союза писателей РСФСР, здание аэропорта в Шереметьево, административно-гостиничный комплекс центра международной торговли, здание прессового корпуса Автомобильного завода имени Ленинского комсомола;

- в Челябинске - утилизационная котельная электродного завода, склад комбикормов промышленной птицефабрики;

- в Севастополе - здание Музея обороны;

- в Красноярске - Красноярский завод тяжелых экскаваторов.

В других странах сталежелезобетонные перекрытия применяются, в том числе, в многоэтажных зданиях, например [45]:

- Willis Tower (Чикаго);

- Two Turtle Creek Village (Даллас);

- Park Lane Tower (Дубай).

1.1 Основные типы сталежелезобетонных изгибаемых конструкций с внешним армированием

Анализ пролетных конструкций из мономатериалов (только из железобетона или металла) показывает, что они, наряду с достоинствами, имеют и существенные недостатки. Совершенствование классических конструкций из мономатериала позволяет сэкономить только 10-15% материала, в то время как есть потребность в гораздо большей экономии [1; 45].

Имеющиеся недостатки изгибаемых конструкций только из железобетона или металла:

- железобетонные конструкции имеют большой вес и неэффективно работают в растянутой зоне;
- в металлических структурных конструкциях более половины всего металла используется неэффективно, особенно в сжатой зоне [35; 45].

Сочетая эти два материала в сталежелезобетонных конструкциях недостатки частично компенсируются. Относительно легкий вес стали и простота возведения конструкций из нее сочетаются с эффективной работой бетона на сжатие. Эффективность такого типа конструкций, например, в перекрытиях, имеет следующие преимущества [52; 65–69; 86; 87]:

- по сравнению с только стальными или только железобетонными конструкциями достигается экономия стали в 30-50%, бетона до 30%;
- за счет повышения жесткости перекрытия достигается уменьшение его высоты, что также позволяет уменьшить высоту этажа с сопутствующим уменьшением высоты вертикальных несущих и ограждающих конструкций;
- за счет уменьшения веса перекрытия достигается уменьшение стоимости вертикальных несущих конструкций и фундаментов здания;
- использование стального профилированного настила в строительный период позволяет существенно экономить на опалубке и лесах;
- стальной профилированный настил выполняет сразу множество функций: используется как рабочая площадка и опалубка на этапе строительства, работает в единой конструкции вместе с бетоном на этапе эксплуатации;

- применение стального профилированного настила позволяет сократить количество рядов арматуры в железобетонной части перекрытия, что упрощает процессы укладки и уплотнения бетона;
- данные конструкции могут использоваться при реконструкции зданий или в зданиях с нестандартными пролетами.

Применение сталежелезобетонных перекрытий при возведении высотных многоэтажных зданий является особенно эффективным. По сравнению с чисто стальными каркасами зданий, возведение сталежелезобетонных конструкций позволяет получить существенную экономию металла при сохранении тех же темпов строительства [23; 40; 76].

Например, плиты перекрытий здания Willis Tower высотой 442 м (110 этажей) в Чикаго имеют общую толщину всего 127 мм, где 1 мм – профнастил. Перекрытие опирается на фермы, расположенные с шагом 4,5 м, и рассчитано на нагрузку более 390 кгс/м² [10; 82].

В России применение сталежелезобетонных конструкций не получило такого широкого распространения. В отдельных случаях сталежелезобетонные конструкции применены при строительстве высотных зданий, например, «Лахта центра». Колонны в сооружении представлены конструкциями из железобетона и стального сердечника, а перекрытия – традиционные монолитные железобетонные плиты, устроенные по профнастилу [11; 70].

В связи с отсутствием в России единой классификации изгибаемых сталежелезобетонных конструкций предлагается к рассмотрению следующие группы конструкций: [52; 58; 65; 108; 109]:

- 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.

Монолитные сталежелезобетонные перекрытия со стальным профилированным настилом (СПН) в качестве несъемной опалубки

Начало применения перекрытий по профнастилу приходится ориентировочно на 40-е-50-е годы XX века. Профнастил, использовавшийся ранее исключительно в качестве несъемной опалубки, начал включаться в работу перекрытия с помощью специальных связей с бетоном (Рисунок 1.1) [28; 52; 94].

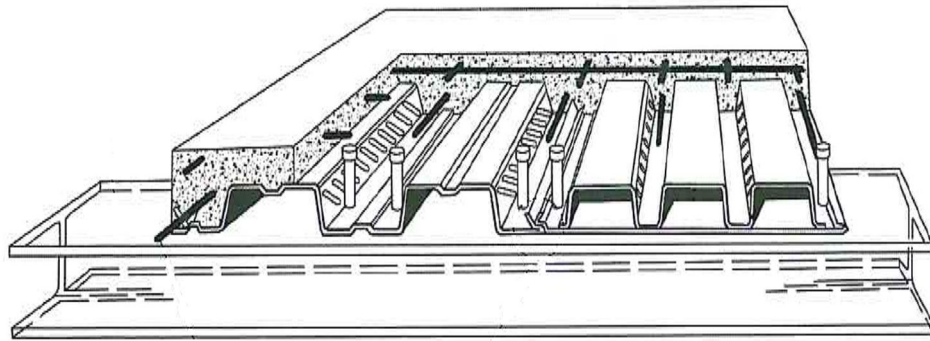
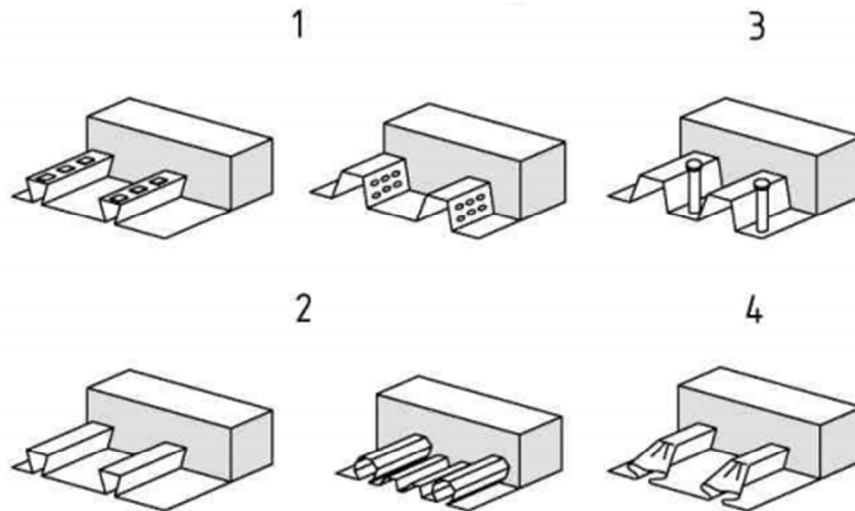


Рисунок 1.1 – Конструкция перекрытия по профнастилу

Силы сцепления, возникающие между профнастилом и бетоном, недостаточны для обеспечения их совместной работы. Чтобы бетон и стальной профнастил работали совместно необходимо обеспечить связи, по примерам, представленным ниже (рисунок 1.2) [39; 85; 95; 105]:

- 1) механическая связь сдвига, обеспечиваемая наличием выштамповок в профиле (вмятины или выпуклости);
- 2) фрикционная связь сдвига при использовании профилей с гофрами закрытого типа;
- 3) концевая анкеровка, обеспечиваемая приваркой стержневых анкеров или другими типами локальных соединений стального листа с бетоном, только в сочетании с 1) или 2);
- 4) концевая анкеровка, обеспечиваемая деформацией гофров на концах профилированного листа, только в сочетании с 2).



1 — механическая связь; 2 — фрикционная связь;
3 — концевая анкеровка, обеспечиваемая приваркой к опорной конструкции стержневых анкеров;
4 — концевая анкеровка, обеспечиваемая деформацией гофров

Рисунок 1.2 – Примеры связей между профнастилом и бетоном

Железобетонные конструкции с жесткой арматурой

Данный тип конструкций был наиболее популярен в 70-80 гг. XX века. В 1978 г. В НИИЖБ Госстроя СССР под руководством А.П. Васильева было разработано руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой.

Жесткая арматура может быть как из профильной, так и из листовой стали (рисунок 1.3) [29; 32; 38; 109].

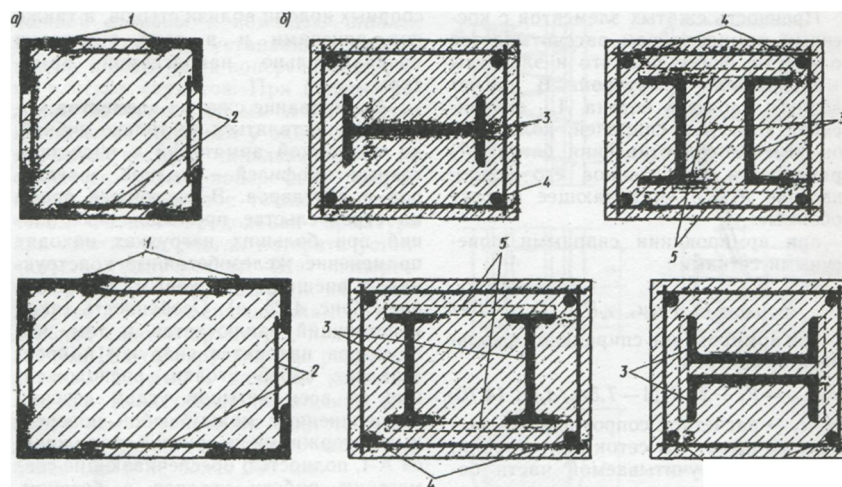


Рисунок 1.3 – Примеры сечений конструкций с жесткой арматурой

Железобетонные конструкции с жесткой арматурой, наиболее широко применяются в качестве колонн, работающих на центральное и внецентренное сжатие, растяжение. Однако в ряде случаев они могут служить и ригелями, работающими на изгиб, где жесткая арматура используется в качестве продольного армирования [3; 14; 16; 24].

В Словакии на протяжении последних 120 лет в конструкциях автомобильных и железнодорожных мостов в неизменном виде применялись железобетонные балки, усиленные элементами двутаврового сечения, что предусмотрено Еврокодом-4, Часть 2: Общие правила и правила для мостов. Однако сталь в данных конструкциях используется неэффективно ввиду близкого расположения верхней полки двутавра к нейтральной оси. Исследователями Технического университета г. Кошице в 2012 г. были проведены экспериментальные исследования балок с новыми стальными конструкциями усиления. По результатам исследования экспериментальная прочность испытанных балок оказалась в среднем на 15% больше полученной по расчету, при этом сталь использовалась на 40% более эффективно по сравнению с конструкциями старого типа (рисунок 1.4) [21; 25; 50; 53].



Рисунок 1.4 – Исследования [25] Технического университета в Кошице.

Армирование сталежелезобетонной балки

Железобетонные конструкции с внешним листовым армированием

В зданиях разного назначения зачастую целесообразно по различным соображениям (эстетическим, функциональным, экономическим) сокращать сечения ригелей и балок в особенности их высоту [6; 78; 108].

При этом замена железобетонных конструкций на металлические влечет за собой значительный расход стали [90; 108].

Компромиссным способом уменьшения поперечного сечения ригелей и балок является использование внешнего армирования – элементов из листовой или профильной стали, располагаемых на внешних поверхностях железобетонных конструкций (рисунок 1.5) [18; 33; 81; 108].



Рисунок 1.5 – Виды продольного армирования элементов с внешней арматурой

Совместная работа стальной и железобетонной частей конструкции обеспечивается анкерровкой – связями, воспринимающими сдвигающие усилия при изгибе.

В последние годы в зарубежной строительной практике большое распространение получили перекрытия «SlimFloor» (плоское перекрытие) представляющие из себя сборно-монолитную конструкцию усиленную сталежелезобетонными балками. Испытания перекрытий данного типа показали, что, как правило, их разрушение происходит в связи с потерей связи между балкой и остальным перекрытием. Исследователи из Польши Е. Дериша, М. Левински и П.П. Вех разработали горизонтальный анкер соединяющий балку и бетонные плиты перекрытия и провели экспериментальное исследование конструкции с его применением. В результате эксперимента предельный прогиб составил 22,5 мм, а прогиб, полученный по расчету – 35,7 мм, что

свидетельствует о недооценке методами расчета дополнительной жесткости, получаемой посредством анкеровки (рисунок 1.6) [11; 91].

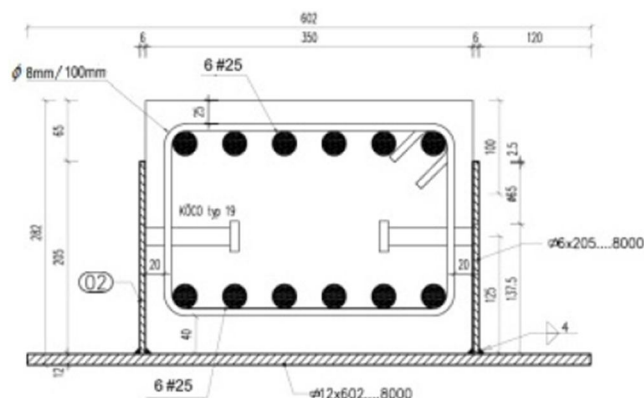


Рисунок 1.6 – Испытанная конструкция [11]

Сталежелезобетонные решетчатые конструкции

Данный тип конструкций представляет собой пространственную ферму со сжатыми элементами из железобетона, а растянутыми – из труб или уголкового стали [64; 65].

Значительное повышение жесткости сталежелезобетонных ферм по сравнению с типовыми решениями (железобетонные плиты по фермам) может быть использовано для снижения высоты ферм и уменьшения объема здания, что ведет к дальнейшему снижению эксплуатационных затрат (рисунок 1.7) [44; 83].

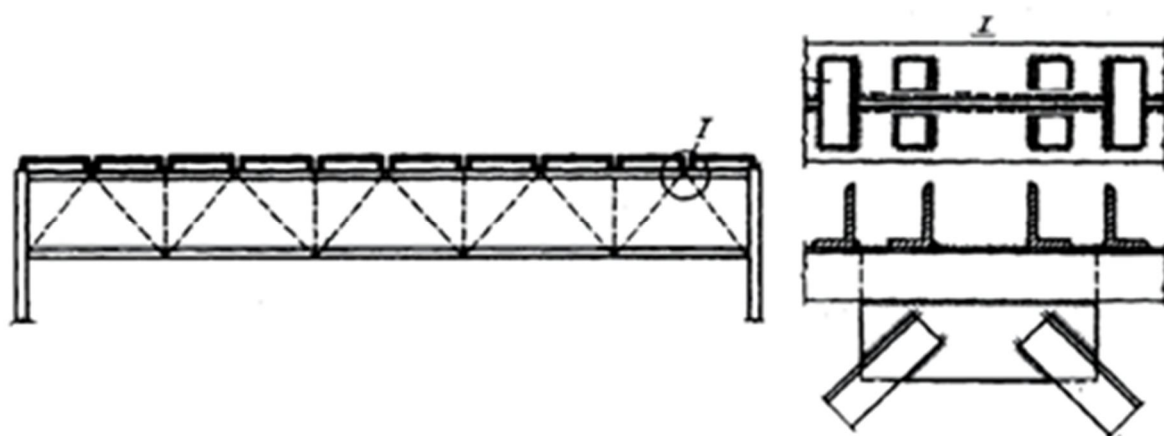


Рисунок 1.7 – Конструкция сталежелезобетонной фермы

Сталежелезобетонные перекрытия по балкам

Данный тип конструкций получается при совместной работе стальных балок с железобетонным настилом (пример – на рисунке 1.8).

При этом железобетонная часть может быть выполнена монолитной, сборной или сборно-монолитной. Совместная работа железобетонной и стальной частей конструкции обеспечивается специальными соединительными деталями (связями), либо включением верхней части балки в настил [49; 65; 110].

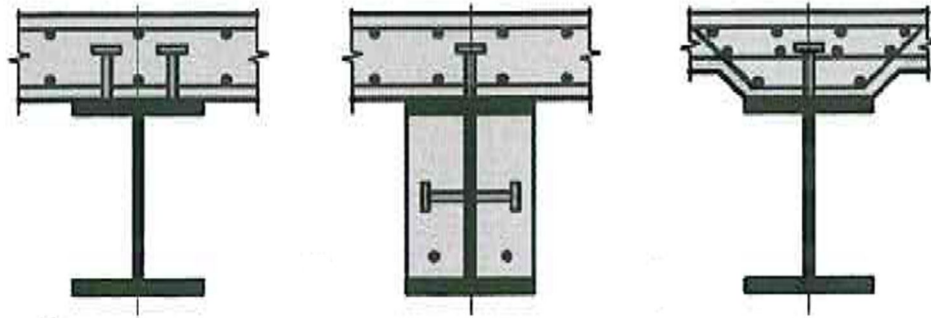


Рисунок 1.8 – Примеры железобетонных перекрытий по стальным ригелям

Широкое распространение получили также сборно-монолитные перекрытия из балок, блоков заполнения и монолитного бетона (рисунок 1.9) [65; 85; 113].

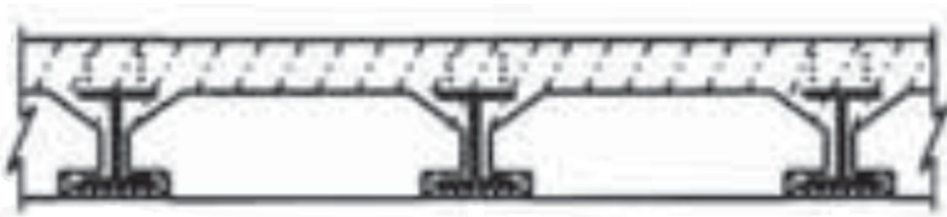


Рисунок 1.9 – Фрагмент сборно-монолитного сталежелезобетонного перекрытия с жесткими стальными двутавровыми балками [65]

1.2 Экспериментальные и теоретические исследования сопротивления сталежелезобетонных конструкций силовым воздействиям

В конце XIX века в строительстве начались попытки совершенствования конструкций путем комбинирования стали и железобетона таким образом, чтобы использовать их сильные стороны при этом устраняя слабые [47; 52; 120].

Предложенные Монье перекрытия из железобетонных плит по стальным балкам получили в обозначенный период широкое распространение вплоть до появления в 1892 г. ребристых перекрытий Геннебика.

В Англии в данный период проводились испытания стальных балок, которые были облицованы бетоном с целью улучшения их огнестойкости. По

результатам испытаний было выявлено увеличение несущей способности. Аналогичный вывод был сделан по результатам тестов, проводившихся в 1923 году [30; 65; 111].

Совместная работа железобетонной плиты и стальных балок в сталежелезобетонных конструкциях обеспечивается надежными связями, которые передают сдвигающие усилия, возникающие от силовых и иных воздействий. [77; 112].

Одним из первых примеров конструкций с подобными связями стали разработанные в 1939 г. в Швейцарии балки системы «Альфа» (рисунок 1.10). Сама связь представляла собой приваренную к стальному элементу спираль, замоноличенную в бетон [65; 72].

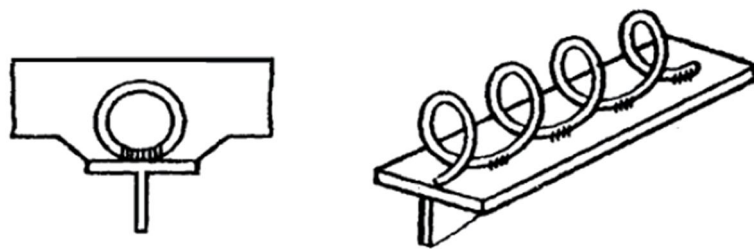


Рисунок 1.10 – Балка системы «Альфа»

Однако связи в виде спиралей оказались сложными с точки зрения сварочных работ и в дальнейшем были заменены на более простые конструкции: анкеры из арматуры (наклонные и вертикальные) и др. [65; 118].

В дальнейшем по второй половине XX века широкое распространение получили стадболты. Стадболт – это анкер в виде стального стержня периодического профиля, который одним концом находится в бетоне, а другим – приварен к стальной балке (рисунок 1.11) [52; 70].

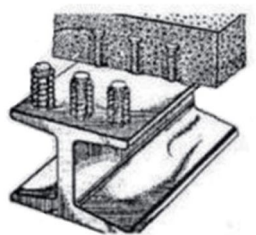


Рисунок 1.11 – Конструкции стадболтов

В то же время в России наибольшее распространение получили в особенности на пролетных строениях мостов связи в виде жестких упоров (рисунок 1.12) [65; 92].

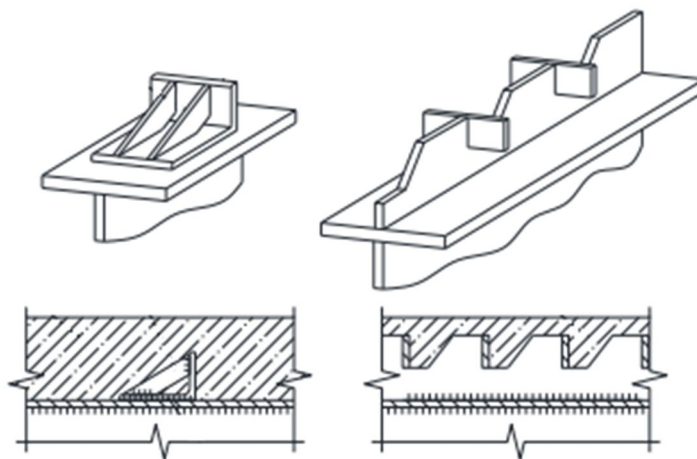


Рисунок 1.12 – Конструкции жестких упоров

С 1960 г. также началось применение анкеров в виде петель (рисунок 1.13), которые также как и стабболты одним концом находятся в бетоне, а другим привариваются, либо прикручиваются болтами к стальной части конструкции.

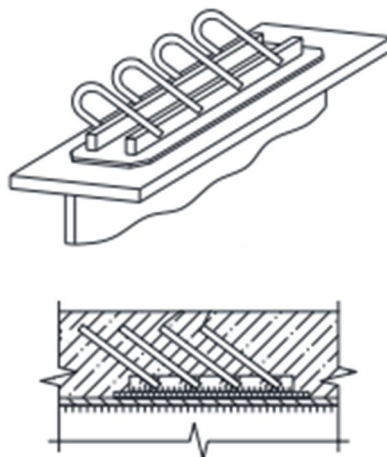


Рисунок 1.13 – Конструкции наклонных петлевых анкеров

В итоге, начиная с конца XIX в. и на протяжении XX в., по всему миру была распространена тенденция к разработке новых конструктивных вариантов,

объединяющих бетон и сталь с целью повышения эффективности их совместной работы.

Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций

Оценка напряженно-деформированного состояния (НДС) строительных конструкций проводится на основе анализа результатов численных и натурных экспериментов. Сталежелезобетонные конструкции исключением не являются. Численные эксперименты менее дорогостоящие, т.к. основаны на расчетно-аналитических методах. Натурные эксперименты позволяют получить более достоверные данные, однако являются более дорогостоящими. [70; 88].

Одним из ранних исследователей совместной работы железобетона и стали являлся Маккей (1923 г.). Он исследовал стальные балки, заделанные в бетон. По результатам была выявлена хорошая степень совместной работы двух материалов. При этом в качестве основного критерия оценки взаимодействия рассматривался фактор сцепления. Подобные конструкции в соответствии с рекомендациями Кауфи (1929 г.) рассчитывались как однородное сечение – бетонная часть трансформировалась в эквивалентное сечение стали [65; 116].

Проведенные в 1943 году в Швейцарии исследования статической нагрузкой двух сталежелезобетонных балок показали, что у конструкции имеются большие запасы жесткости и несущей способности. Кроме того, был сделан вывод о возможности определения разрушающего изгибающего момента с помощью теории предельного равновесия [52; 114].

В результате серии экспериментальных исследований Американский институт стальных конструкций в 1963 году выпустил руководство по проектированию облицованных бетоном стальных балок, а также балок, на которые опирается железобетонная плита [52; 54].

Использование профилированного настила в качестве несъемной опалубки в монолитных железобетонных перекрытиях, опирающихся на стальные балки, началось в 1979 году [52; 75].

Челябинский завод профилированного стального настила начал выпуск настила с выштамповками марки Н80А-674-1,0(0,9) в 1982 году для использования в качестве внешней арматуры [52].

К 1991 году объемы выполненных строительных работ по монтажу перекрытий из сталежелезобетона составили более 100 тыс. м² [52].

На настоящий момент наиболее известным в России зданием с применением сталежелезобетонных конструкций является построенный в 2018 г. небоскреб «Лахта Центр» [74].

Конструктивная схема здания – каркасно-ствольная. Несущей частью здания являются десять колонн из сталежелезобетона и центральное железобетонное ядро [74].

При проектировании изначально планировалось использовать обычные железобетонные колонны с применением высокопрочного бетона. Однако сечения подобных колонн по расчетам оказались крайне большими, поэтому для их уменьшения была задействована сталежелезобетонная конструкция (стальной сердечник). Данный подход позволил значительно увеличить полезную площадь этажа здания [74].

В сталежелезобетонных колоннах принят металлический сердечник в форме креста из стали HISTAR 460 Russia и бетон класса В80 [74].

Также в здании за пределами центрального ядра использованы перекрытия по стальному профнастилу и металлическим балкам с анкерровкой в виде стабболтов. Общая толщина перекрытий составляет 150 мм, бетон – класса В40 [74].

Экспериментальные исследования влияния сдвига между сталью и железобетоном начались сразу после того как сталежелезобетонные конструкции получили широкое распространение [52].

Согласно исследованиям Б.П. Маркова (Klöppel K., Weichermüller H. 1951-1954) сила сцепления между железобетонной частью конструкции и стальными балками со связями в виде анкеров-упоров составляет около 35 кг/см², что в среднем примерно в три раза больше, чем при отсутствии упоров. При

проведении испытания на непосредственный сдвиг было установлено, что величина предельного сцепления составляет от 9 до 12 кг/см² [65].

По результатам исследований анкерных устройств в Московском автомобильно-дорожном государственном техническом университете (МАДИ) в 1956-57 гг. и в Научно-исследовательском институте транспортного строительства в 1958-63 гг. были сделаны выводы о том, что оптимальная длина анкерного элемента составляет 10 диаметров, а оптимальный угол наклона анкерного устройства – 35-45°.

В Харьковском национальном автомобильно-дорожном университете в 2010 г. были проведены экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок с различными типами анкеров, по результатам которых был сделан вывод, что наклонные анкера, имеющие форму петель (рисунок 1.14), показали себя более надежными связями на сдвиг по сравнению со стержневыми и уголковыми.



Рисунок 1.14 – Наклонный петлевой анкер

В 2011 г. Р. Соти и Х. Шима из Технологического университета Кочи (Япония) провели экспериментальное исследование L-образных стальных анкеров. Данные анкера испытывались в составе изгибаемой балки и находились под воздействием усилия распора. На основании проведенного исследования было предложено уравнение, прогнозирующее усилие сдвига при котором происходит разрушение балки по наклонной трещине (рисунок 1.15) [36].

В 2016 году в Белорусско-Российском университете были проведены натурные испытания балочных изгибаемых элементов с внешним листовым армированием [21]. В ходе испытаний было изготовлено и испытано три серии образцов, включающих в себя 18 балок. Тестовая серия состояла из 8 балок с использованием традиционных анкерных упоров из стержневой арматуры. Вторая

и третья серия включали в себя 10 опытных балок с использованием упрочняющего элемента (рисунок 1.16) [79].

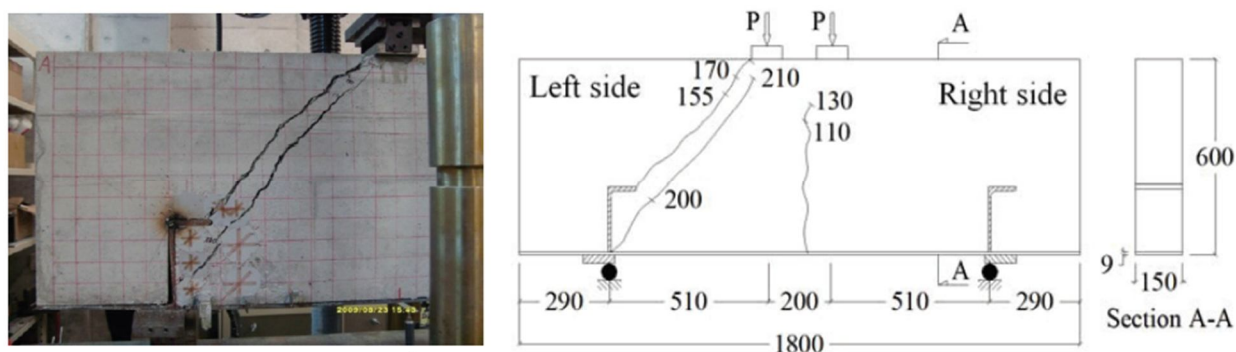


Рисунок 1.15 – Испытания L-образных анкеров

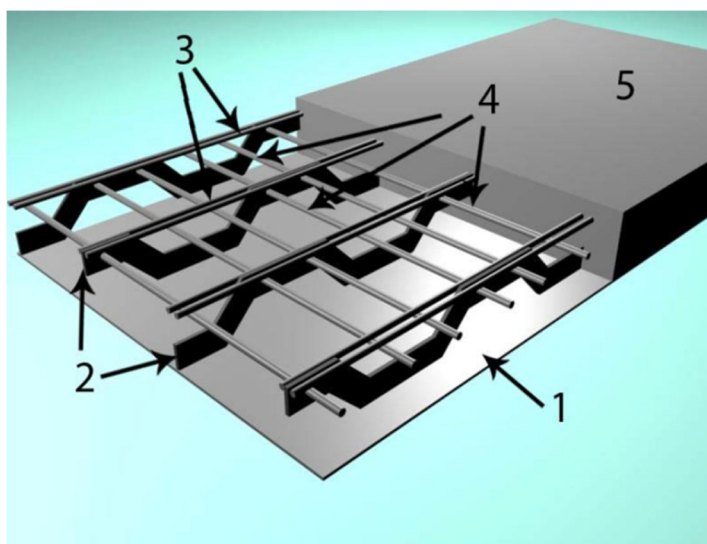


Рисунок 1.16 – Сталежелезобетонная конструкция с упрочняющими элементами:
1 – стальной лист; 2 – упрочняющий элемент;
3 – продольная арматура; 4 – поперечная арматура; 5 – бетон

Несущая способность экспериментальных сталебетонных балок с использованием упрочняющего элемента оказалась на 30% больше, чем несущая способность тестовых образцов с традиционными анкерными упорами, выполненными из стержневой арматуры [79].

Таким образом, результатами экспериментальных исследований была подтверждена эффективность устройств, обеспечивающих совместную работу железобетонной и стальной частей сталежелезобетонных изгибаемых конструкций, что обуславливает надежность и долговечность конструкций.

В Полтавском национальном техническом университете под руководством Стороженко Л.И. в 2010-2011 годах проводились исследования безбалочных сталежелезобетонных сборных перекрытий (состоящих из плит со стальным обрамлением). Результаты эксперимента свидетельствуют о том, что данная конструкция надежна в работе и эксплуатации и может быть применена в промышленном и гражданском строительстве (рисунок 1.17) [93; 107].



Рисунок 1.17 – Испытания безбалочного сталежелезобетонного перекрытия

Во Львовском политехническом институте в 1980-х годах под руководством Клименко Ф.Е. исследовались модели неразрезных трехпролетных сталебетонных балок с внешним полосовым армированием монолитного и сборного вариантов сечением 80x200 мм, пролетом 2 м. Установлено, что замена железобетонного ригеля сталебетонным с внешним полосовым армированием позволяет получить экономию стали 15%, снизить трудоемкость изготовления на 22,3%. К недостаткам подобных конструкций можно отнести низкую огнестойкость и коррозию внешней арматуры [71; 101].

Группа исследователей из строительного института г. Хучжоу, Китай в 2023 г. провела с помощью компьютерной программы ABAQUS математическое гистерезисное (учитывающее сложное нелинейное поведение) моделирование колонн из труб, заполненных бетоном. По результатам было выявлено, что

свойства бетона оказывают значительное влияние на несущую способность колонн данного типа, тогда как свойства стали – не влияют [22].

Испытания сборно-монолитных перекрытий со стальным профилем проводились в строительном колледже г. Фуджоу, Китай в 2023 г. Было выявлено, что сила сцепления стальной балки с бетоном в настилах состоит из двух компонентов: один определяется непосредственным контактом стальной балки с бетоном в зоне сжатия, а другой зависит от принятой технологии анкеровки, эффективность которой пропорциональна расстоянию от нейтральной оси [26].

В Ираке в 2023 г. были проведены исследования на осевое сжатие колонн из труб, заполненных бетоном и усиленных высокопрочными болтами (рисунок 1.18). Исходя из полученных результатов, болты из высокопрочной стали повышают прочность на сжатие до 25,3%, 9,0% и 3,5% для коротких (210 мм), средних (510 мм) и длинных (1110 мм) колонн, соответственно, по сравнению с контрольными образцами [13].

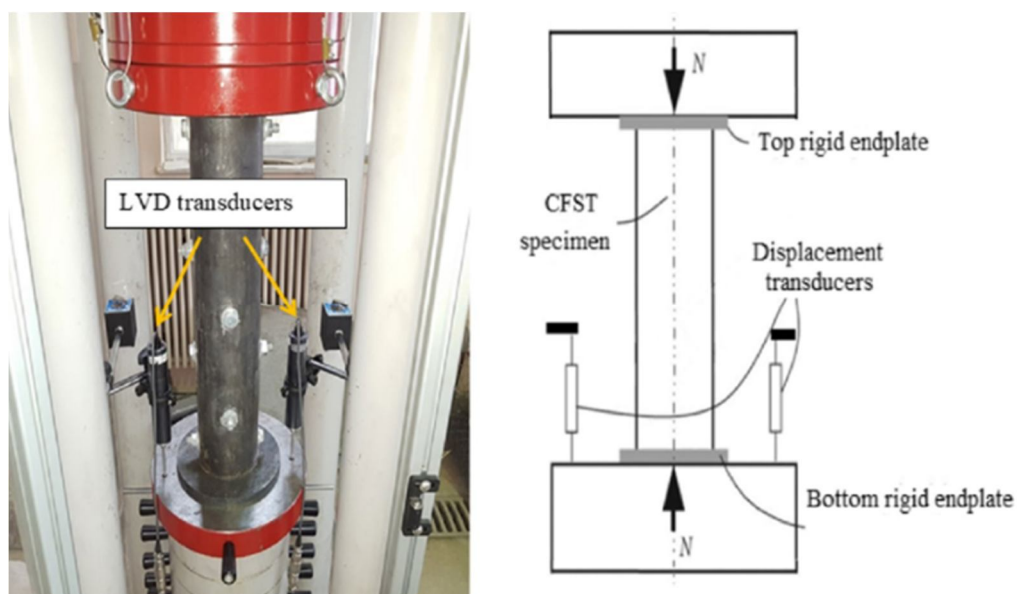


Рисунок 1.18 – Установка для испытания образцов колонн

В 2023 г. проводились испытания на изгиб сэндвич (сталь-бетон-сталь) балок с разными типами анкеровки в Индии (рисунок 1.19). Основное внимание было сосредоточено на том, что применение облегченного бетона в образцах подобных балок увеличило их несущую способность [4].

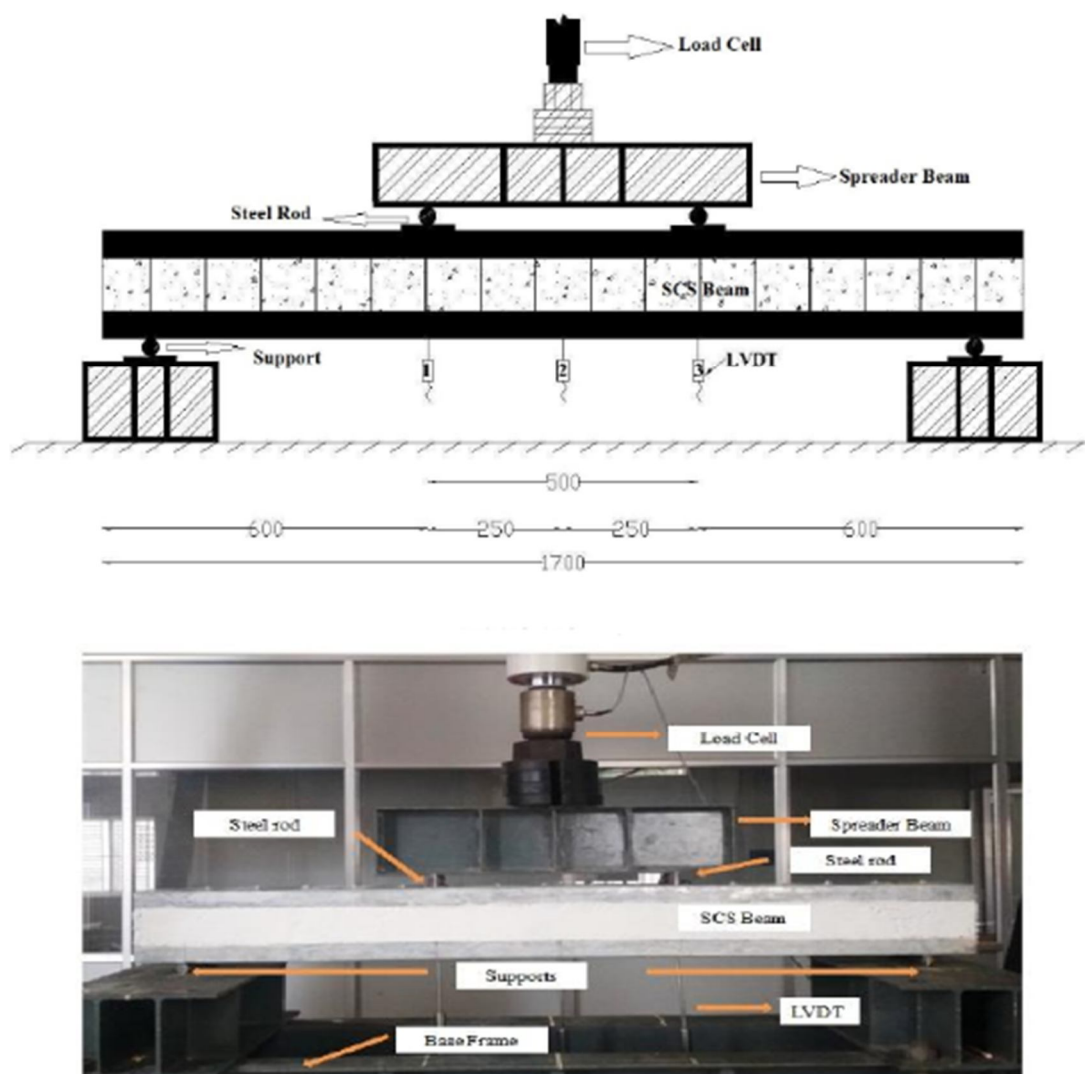


Рисунок 1.19 – Установка для испытания образцов балок

Испытания сэндвич-балок на крутящие нагрузки проводились группой исследователей в университете г. Басра, Ирак в 2023 г. (рисунок 1.20). Все испытанные образцы имели примерно одинаковый характер разрушения с образованием наклонных боковых трещин с последующим локальным отделением стального профиля от бетонной сердцевины. Среди всех исследованных параметров увеличение толщины стального профиля показало значительное улучшение прочности испытываемых образцов [42].

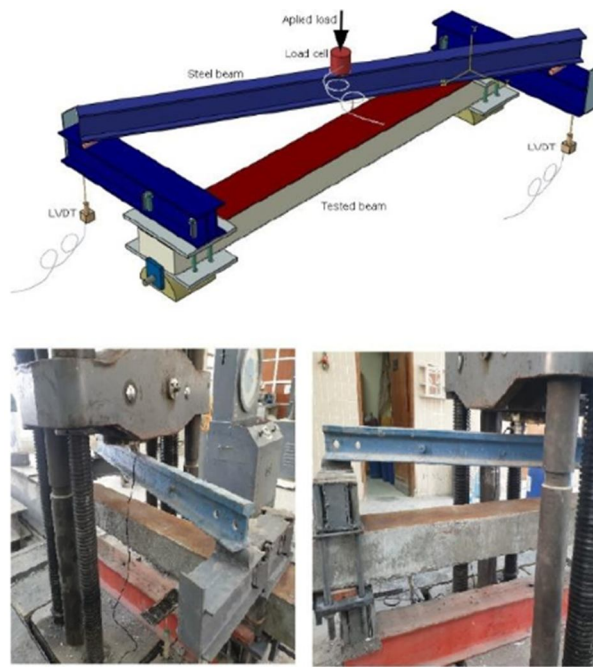


Рисунок 1.20 – Установка для испытания образцов балок на кручение

Проверку прочности на изгиб сталебетонного балочного перекрытия из переработанного бетона провели ученые из Малайзии в 2023 г. (рисунок 1.21). Заполнение образцов бетоном, содержащим 50% и 100% переработанного заполнителя, практически не повлияло на их характеристики при изгибе. Таким образом, использование комбинации различных переработанных заполнителей позволило добиться снижения их собственного веса примерно на 15-18% и использования меньшего количества нового заполнителя, что положительно влияет на состояние окружающей среды [34].

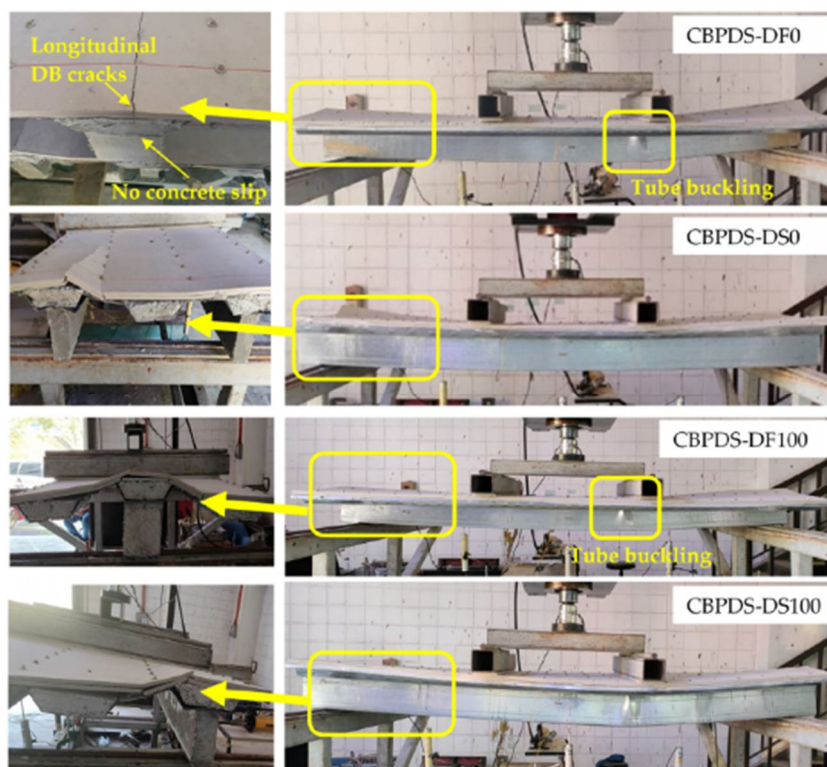


Рисунок 1.21 – Испытания образцов-балок

Исследование стальных коробчатых заполненных бетоном перекрытий было выполнено в Китае в 2021 г. (рисунок 1.22). Толщина стали оказала значительное влияние на прочность образцов. Прочность увеличилась на 38,6% за счет изменения толщины с 3,47 до 4,62 мм [15].



Рисунок 1.22 – Установка для испытания образцов коробчатых стальных перекрытий, заполненных бетоном

В Австралии в 2020 г. были проведены испытания на изгиб образцов элементов сталежелезобетонных перекрытий с разными типами анкеровки (рисунок 1.23). Наибольшую прочность показал образец с приваренной и прикрученной болтами к стальному профилю стальной пластиной. Образец с приваренной пластиной, но без болтов также показал хорошую прочность [37].

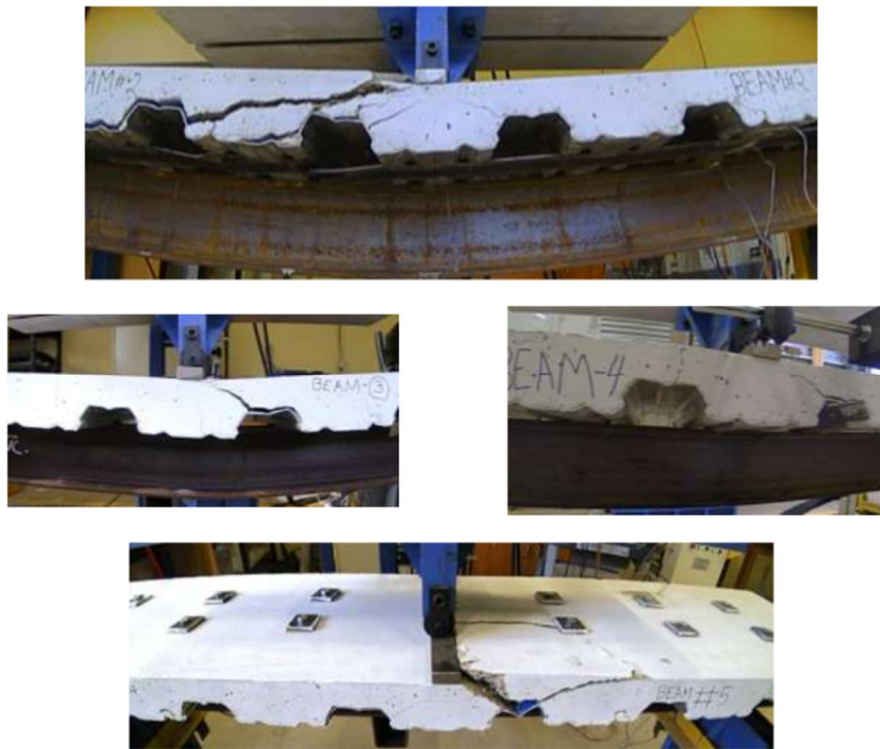


Рисунок 1.23 – Разрушение образцов балок

В Нанкинском и Шанхайском университетах в 2023 г. проводились исследования сталежелезобетонных балок из высокопрочного бетона (рисунок 1.24). По результатам анализа испытаний 192 образцов балок был предложен метод расчета предельной прочности на изгиб [12].

В Индонезии в 2023 г. были проведены испытания на изгиб образцов балок, усиленных стальными пластинами (рисунок 1.25). Усиление стальными пластинами увеличило несущую способность образцов, в особенности в случае диагонального их расположения [41].

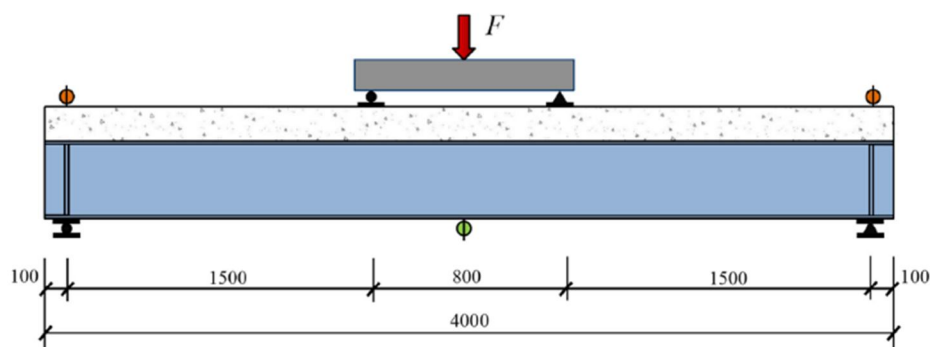
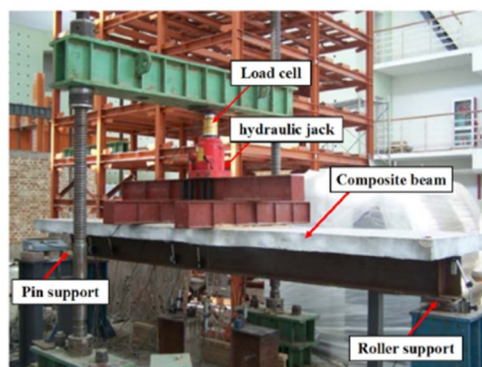


Рисунок 1.24 – Установка для испытания образцов-балок

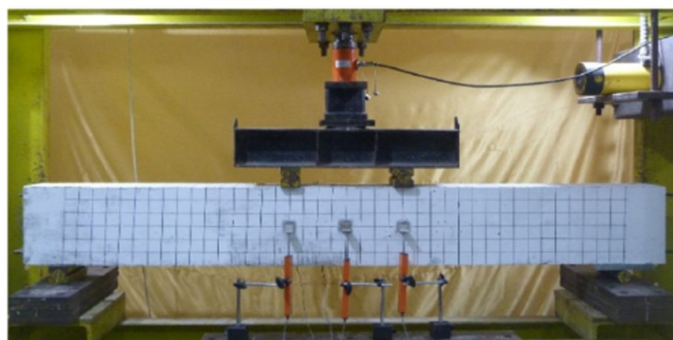


Рисунок 1.25 – Образцы усиленных балок

В процессе испытания элемента, состоящего из стального профилированного листа с уложенным поверх него легким бетоном с древесной стружкой (Люксембург), замена обычного бетона на легкий позволила снизить собственный вес конструкции на 50% при снижении несущей способности на 20%. При этом включение металлического профиля увеличило вес на 7%, а несущую способность – в 4 раза. Образец показал хорошую совместную работу двух его составных частей, о чем свидетельствуют деформации стали и бетона в области связей в процессе нагружения (рисунок 1.26) [43].

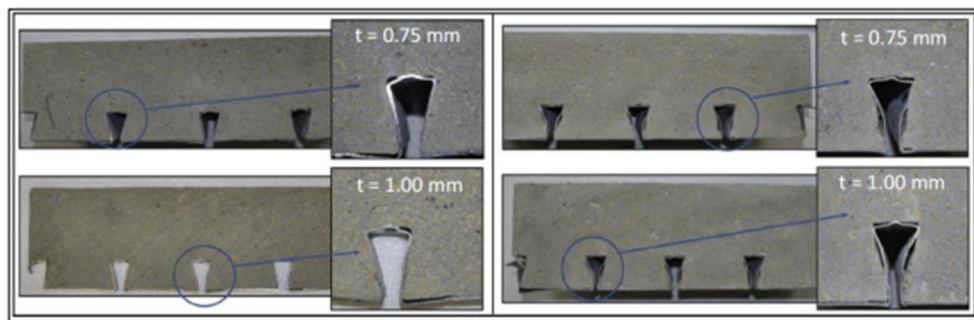


Рисунок 1.26 – Деформации бетона и стального листа

В 2018 г. в университете Нового Южного Уэльса в течение 348 дней длились испытания образцов железобетонных перекрытий по стальному профилированному настилу пролетом 3,35 и шириной 1,2 м. Исследовались явления усадки и ползучести, так как стальной настил препятствует испарению влаги на поверхности бетона, к которой он прилегает, что приводит к неравномерности деформаций. Две серии образцов были подвержены действию нагрузок, равных 3 и 6 кПа, в то время как третья оставалась незагруженной (рисунок 1.27). Полученные деформации показали хорошую сходимость со значениями теоретического расчета по методике, предложенной авторами эксперимента [19].

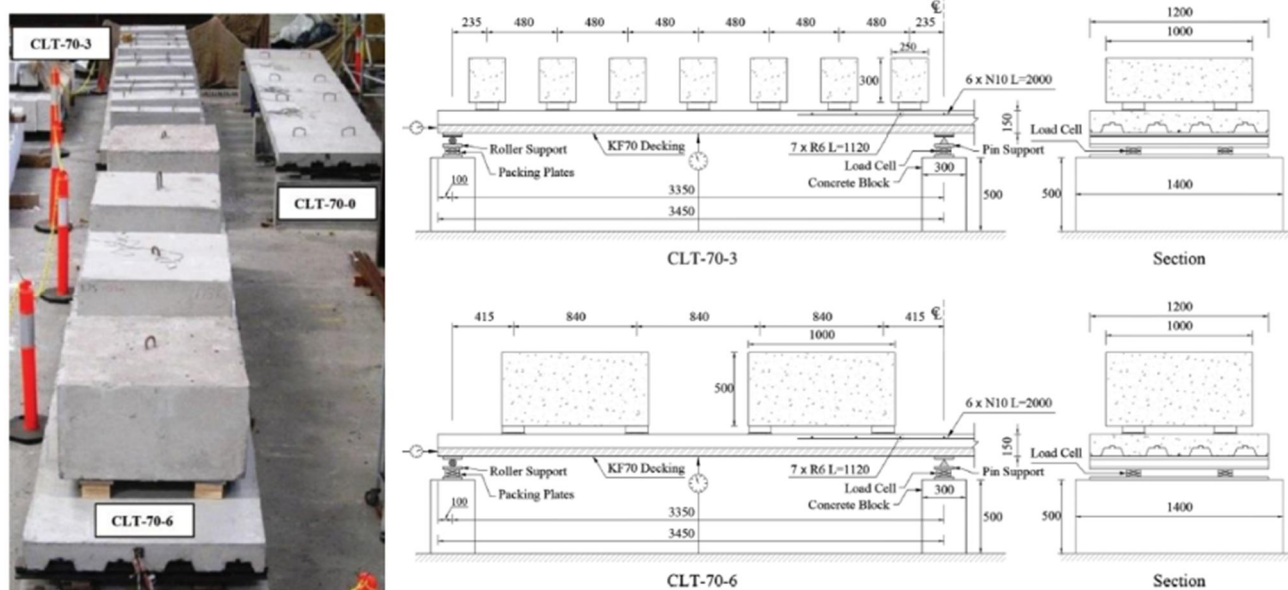


Рисунок 1.27 – Три серии образцов сталежелезобетонных перекрытий

Испытания мелкомасштабных образцов – менее дорогостоящая и трудоемкая альтернатива стандартным экспериментам, поэтому чешские исследователи занимаются совершенствованием методики и разработкой установки для их проведения. С этой целью они провели ряд мелкомасштабных (рисунок 1.28) и соответствующих Еврокоду 4 испытаний частей сталежелезобетонных перекрытий на сдвиг. Результаты экспериментов были использованы при создании и уточнении численной модели в программном комплексе GiD. Авторы рассматриваемой работы планируют дальнейшие исследования в данной области [20].

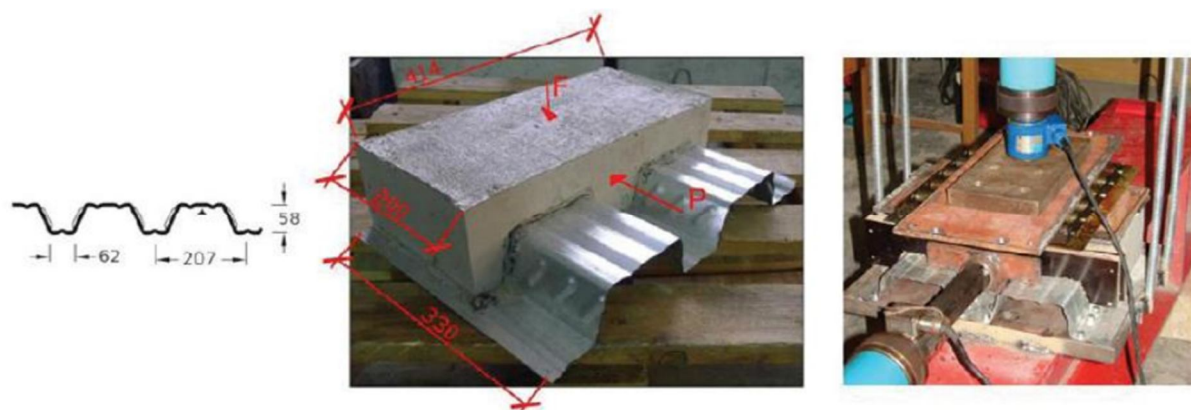


Рисунок 1.28 – Мелкомасштабное испытание на сдвиг

В 2016 г. в этой стране исследовали анкерные связи двух видов: L-образные и группу небольших стабболтов. По результатам испытаний образцов на сдвиг было обнаружено, что при использовании L-образных связей слабой частью является бетон, разрушающийся при достижении предельных напряжений, а в стабболтах – сварные швы (рисунок 1.29). Таким образом, второй вид анкеров был отмечен как более подходящий для использования, так как он не приводит к значительным повреждениям ни стального, ни бетонного элементов [5].



Рисунок 1.29 – Результаты испытаний L-образных связей и стабболтов

О локальности деформаций вокруг стабболтов сделали вывод и новозеландские исследователи. В процессе проведенных ими сдвиговых испытаний все пять балок разрушились, расколовшись вдоль линии анкеровки (рисунок 2.30) [27].

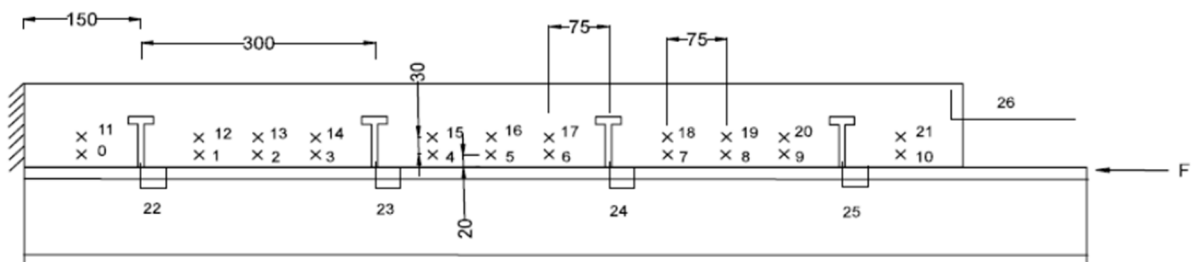


Рисунок 1.30 – Схема испытаний на сдвиг

Обзор исследований сталежелезобетонных конструкций на огнестойкость

Важной проблемой при проектировании сталежелезобетонных конструкций является обеспечение их огнестойкости. В России для расчета

таких конструкций на воздействие огня действует СТО 36554501-006-2006 [84; 104].

В 1995 г. Сами А. Аль-Санеа из Саудовской Аравии разработал численную модель, основанную на методе конечных объемов, предназначенную для расчета распределения температуры и скорости теплопередачи в композитных конструкциях, таких как сталежелезобетонные перекрытия. Данная модель показала хорошую сходимость с результатами аналитических расчетов [2].

В 2008 г. А.О. Стельмахом выполнено компьютерное моделирование поведения сталежелезобетонной плиты при температурном воздействии. По результатам испытаний были получены данные о распределении полей температуры внутри элемента. При моделировании видно разделение "горячих" и "холодных" зон. Металлические элементы каркаса практически по всей своей длине находились в области с наибольшей температурой нагрева, однако из-за особенностей соединения бетона и стали произошло перераспределение напряжений, что в значительной степени разгрузило стальные балки и тем самым увеличило время нагрева плиты до критических температур [102].

В 2017 г. В.А. Рыбаков с группой исследователей из СПбПУ Петра Великого провели сравнительное аналитическое исследование трех методов расчета сталежелезобетонных перекрытий по СПН на воздействие пожара: руководства к СТО 36554501-006-2006, рекомендаций Института металлоконструкций, Еврокода-4. В результате был сделан вывод о схожести всех трех методов расчета, а также предложены коэффициенты, адаптирующие метод расчета согласно Еврокоду-4 к российским нормам [84].

В целом, огнестойкость сталежелезобетонных конструкций с незащищенной бетоном стальной поверхностью ниже, чем у железобетонных. Увеличить предел огнестойкости конструкции можно обеспечить, применяя огнезащитные покрытия по профнастилу. Статически неопределимые конструкции обладают более высоким пределом огнестойкости, но для учета этого необходимо иметь экспериментальные данные о характере и величине перераспределения усилий в неразрезных сталебетонных конструкциях при

огневом воздействии, о влиянии процента армирования пролетных и опорных сечений, а также зоны анкеровки надопорной арматуры на величину предела огнестойкости [102].

На предел огнестойкости сталежелезобетонных конструкций в значительной степени влияет сцепление настила с бетоном. С увеличением толщины слоя бетона, уменьшением пролета и при неподвижных опорах предел огнестойкости может составлять от 40 до 120 минут [102].

Характеристики сборно-монолитных перекрытий на примере конструкций системы «МАРКО»

Сборно-монолитное перекрытие на примере системы «МАРКО» состоит из:

- стальных профильных балок с арматурным каркасом;
- блоков из газобетона плотностью не более 400 кг/м^3 ;
- сетки арматурная из проволоки Вр-1 диаметром 5 мм;
- слоя монолитного бетона В20 (М250).

Профильная балка перекрытия системы «МАРКО» полностью открыта для бетонирования, что значительно улучшает заполнение балки бетонной смесью и позволяет избежать появления холодного шва между новым и старым бетоном балки. Такое решение позволяет значительно снизить вес погонного метра балки, что повышает ее мобильность и удобство транспортировки.

Балка перекрытия системы «МАРКО» состоит из следующих основных элементов:

- Арматурный каркас из двух стержней нижней арматуры $\varnothing 12 \text{ A500C}$ и одного стержня верхней арматуры $\varnothing 8 \text{ A500C}$ (пространственная треугольная ферма, включая диагональную арматуру).
- Тонколистовой профиль, выполненный из оцинкованной стали толщиной 1 мм. Профиль имеет полки, на которые укладывается блок из газобетона. Профиль начинает работать в момент укладки и схватывания бетонной смеси.

Преимуществами перекрытий системы «МАРКО» являются:

- малая масса элементов перекрытия (монтаж без использования крана);
- возможность выполнения реконструкции здания без демонтажа кровли;

– быстровозводимость (100 м^2 перекрытия четверо рабочих собирают за 2 смены);

К недостаткам перекрытия системы «МАРКО», сдерживающих их применение в современном строительстве, можно отнести отсутствие обоснованных методов их расчета.

1.3 Основные положения методов расчета сталежелезобетонных конструкций

Для математических исследований сложных строительных конструкций применяются специальные программные комплексы.

Математическая модель системы – это определенные численные выражения, которые описывают взаимосвязь между внешними и внутренними факторами, по результатам работы с которой возможно определить неизвестные параметры.

В строительной конструкции в рамках расчета исходными данными являются геометрические характеристики, а также характеристики материалов.

Задачи, решаемые с помощью математической модели, подразделяются на прямые (с неизвестными параметрами поведения и известными параметрами описания системы) и обратные (с неизвестными параметрами описания системы).

Для решения прямых задач имеются программные комплексы и готовые решения. Решения строятся исходя из системы уравнений, в которой исходные данные и результаты расчета взаимосвязаны.

Для решения обратных задачах применяются системы уравнений, где число которых превышает количество неизвестных. В частности, при расчете строительных конструкций для решения таких задач необходимо проведение экспериментов и определение реальных значений действующей нагрузки, жесткости и др.

Метод конечных элементов (МКЭ) является подходом к расчету, предусматривающим разделение сечения конструкции дискретными элементами. МКЭ получил широкое распространение при расчете строительных конструкций.

Конечные элементы соединены друг с другом в точках или по линиям. Каждому элементу назначаются жесткостные параметры. Напряженно-деформированное состояние (далее – НДС) каждого элемента является независимой функцией. НДС расчетной модели представляется как система (комбинация) состояний каждого отдельного элемента системы.

На настоящий момент метод расчет конструкций МКЭ является теоретически развитым, может на всех стадиях выполняться программными комплексами и получил широкое практическое применение.

Проверка достоверности расчетных моделей выполняется сопоставлением результатов математических и экспериментальных исследований.

Расчет сталежелезобетонных конструкций, имеет некоторые сложности, обусловленные следующими особенностями [70]:

- 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;
- значительным воздействием неупругих деформаций на работу конструкции.

По результатам экспериментальных исследований железобетонных образцов выявлено, что при постепенном увеличении нагрузки наблюдаются при стадии напряженно-деформированного состояния (рисунок 1.31):

- стадия I – возникающие напряжения воспринимаются вместе бетоном и арматурой;
- стадия II – когда в растянутой зоне бетона появляются трещины и напряжения на данных участках воспринимаются только арматурой;
- стадия III – разрушения, когда напряжения в арматуре достигают предела текучести, а в сжатом бетоне – временного сопротивления сжатию.

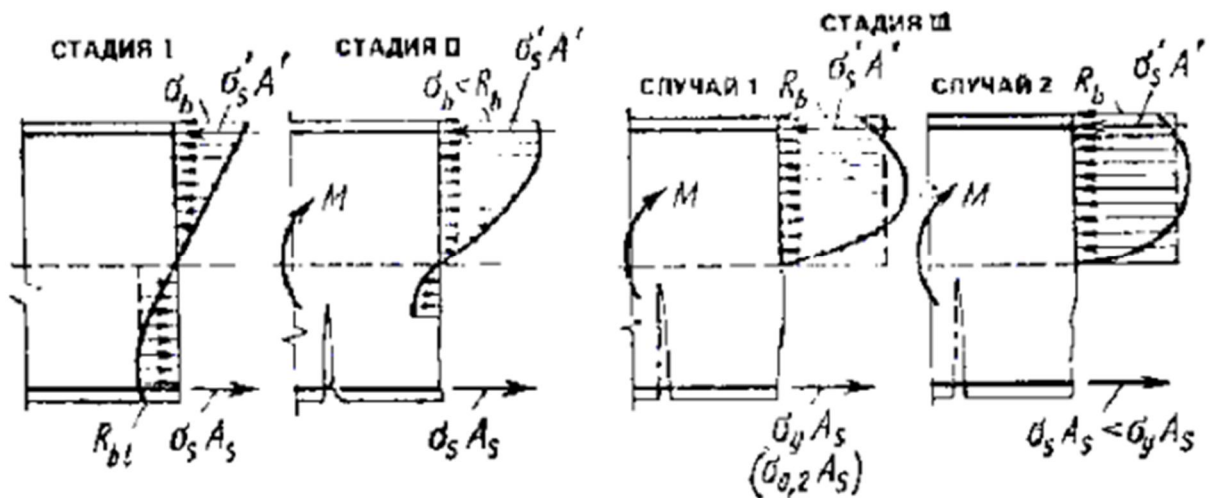


Рисунок 1.31 – Стадии НДС в нормальных сечениях при изгибе

Сталежелезобетонный элемент – это конструкция, объединяющая железобетонную и стальную части. В случае отсутствия сдвига стальной части относительные железобетонные продольные деформации по высоте сечения распределяются линейно и, таким образом, гипотеза плоских сечений является справедливой. Тем не менее, из-за скольжения между элементами, состоящими из разного материала, диаграмма распределения деформаций прерывается в зоне контакта и вышеуказанное допущение не может быть всегда справедливым. Однако этому обстоятельству пренебрегают во всех существующих методиках расчета [65].

На начальном этапе применения и развития сталежелезобетонных конструкций их рассчитывали в предположении об упругой работе стали и бетона с учетом снижения модуля упругости бетона вследствие его ползучести под постоянными нагрузками. Метод предельного равновесия сил, применявшийся для расчета железобетонных балок, не получил широкого применения к сталежелезобетонным балкам. В 1960-х годах был разработан другой метод расчета, в котором учитывалось развитие быстро натекающих пластических деформаций бетона в предельном состоянии, а также ограниченное развитие пластических деформаций стали [52].

Следует отметить, что на фоне широкого применения сталежелезобетонных перекрытий при строительстве высотных зданий в мировой практике, в России

сталежелезобетонные конструкции используются весьма узконаправленно, в основном в мостовом строительстве. Проблема эта связана с тем, что на протяжении значительного времени этот вопрос был недостаточно изучен и, как следствие, отсутствовали соответствующие нормативные документы по расчету и проектированию сталежелезобетонных конструкций, подобные европейскому стандарту Еврокод 4 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций» [7–9; 76].

Расчеты прочности и деформаций сталежелезобетонных элементов по методике СП 266.1325800.2016.

В России в течение долгого времени основными действующими документами являлись: «Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой» (1978 г.) и «Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом» (1987 г.) [76].

При этом в расчете по Руководству 1978 года была принята фиксированная длина проекции наклонной трещины, что приводило к недооценке фактической несущей способности наклонных сечений по поперечной силе [117].

В последние годы наметилась тенденция расширения применения сталежелезобетонных конструкций в отечественной строительной практике, что актуализирует совершенствование исследования и расчетов таких конструкций [46].

Рекомендации по проектированию перекрытий по профлисту (СТО-047-20053) [48] были разработаны научно-исследовательскими организациями по результатам испытаний сталежелезобетонных перекрытий.

В 2015 году под руководством академика РААСН В.И. Травуша сотрудниками ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и НИИЖБ им. А.А. Гвоздева был разработан СТО АРСС «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования» [89].

До 2017 года расчет сталежелезобетонных конструкций также производился в соответствии с СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» [55; 98].

С 1 июля 2017 года в силу вступил СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования», разработанный Ассоциацией развития стального строительства. Это первый в России нормативный документ, область применения которого – проектирование сталежелезобетонных конструкций в промышленном и гражданском строительстве [46].

Этот нормативный документ был создан на основе СТО АРСС «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования» [106] и в некоторой степени дублирует положения расчета, предлагаемые в СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» [55; 89].

Однако, анализ СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» показал, что методика нормативного документа имеет достаточно ограниченную область применения, а именно:

- сталежелезобетонные плиты с профилированным настилом;
- комбинированные балки, основные типы поперечных сечений (рисунок 1.32);

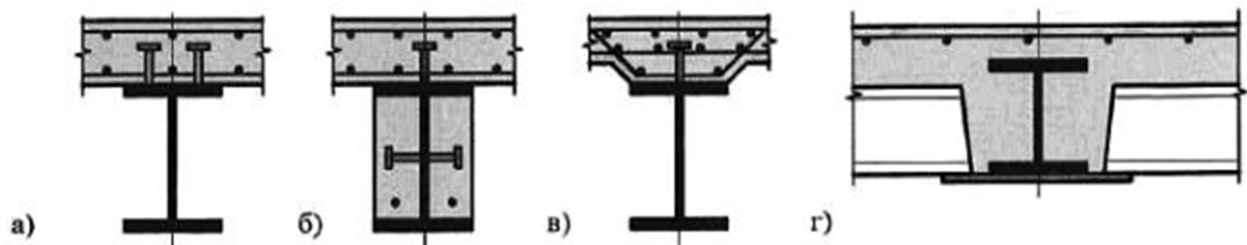


Рисунок 1.32 – Варианты поперечных сечений комбинированных балок

- 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.

Примером конструкции, которая применяется в России, но при этом отсутствует в СП 266.1325800.2016, является перекрытие типа SlimFloor (рисунок 1.33). Оно состоит из профнастила, который уложен на стальные балки. [46].



Рисунок 1.33 – Конструкция перекрытия «SlimFloor» [31]

Согласно российским рекомендациям и рекомендациям Еврокода 4, расчет сталежелезобетонных плит выполняется для двух стадий работы: возведения и эксплуатации [48].

На стадии возведения несущей конструкцией является профнастил, который работает как тонколистовой изгибаемый элемент под действием нагрузки от собственной массы, массы свежесуложенного бетона и временной нагрузки строительного периода (нагрузка от монтажного оборудования и людей) [48].

В стадии эксплуатации несущей конструкцией является железобетонная плита, в которой профнастил используется как рабочая арматура. В этой стадии учитывается действие полной расчетной нагрузки [48].

Для решения вопроса о сопротивлении горизонтальному сдвигу по требованию российских рекомендаций надо обеспечить анкеровку профилированного настила в месте наибольшего изгибающего момента и в четверти пролета с помощью вертикальных анкеров, приваренных к опорам плиты, с выштампованными анкерующими рифами. Расчеты анкеровки против сдвига профилированного настила в российских рекомендациях сильно не отличаются, но для выполнения расчетов необходимо применить коэффициент условий работы, который принят для профнастилов равным 0,8. Для обеспечения анкеровки в каждом гофре следует принять анкерные штыри по одному в каждом гофре [48].

Расчеты прочности и деформаций элементов из сталежелезобетона по зарубежным нормам

По рекомендации Еврокода расчеты продольного сдвига основаны на методе $m-k$ и методе частичного объединения, сформированных по результатам испытаний на обработке опытов, в которых варьируется расстояние от опоры до точки приложения сосредоточенной силы, создающей горизонтальный сдвиг [48].

Еврокод 4 контролирует вертикальный и продольный сдвиги, являющиеся ортогональными компонентами усилий в наклонных сечениях. Руководство НИИЖБ и СТО-047 контролируют прочность сжатого бетона и прочность наклонного сечения. Руководство НИИЖБ и СТО-047, кроме того, контролируют прочность анкеровки (сцепление профнастила с бетоном плиты) в середине и в четверти ее пролета [48].

Различие применяемых в Еврокоде 4 и отечественных нормах методов оценки несущей способности и пригодности к нормальной эксплуатации требует внимательного отношения к получаемым результатам [48].

Расчеты прочности и деформаций элементов из сталежелезобетона с применением нелинейной деформационной модели

В процессе нагружения сталежелезобетонных конструкций расчеты необходимо проводить с учетом неоднородности прочностных и деформационных свойств материалов. Такую задачу возможно решить с помощью специально разработанной программы для ПЭВМ. В методике расчета учитываются основные специфические свойства железобетона: физическая нелинейность деформирования, неоднородность свойств материалов, работа с трещинами. Физические соотношения, связывающие внутренние усилия и деформации на уровне срединной оси стержневого элемента конструкции, построены на основе раздельного учета физической нелинейности и длительных процессов в бетоне. Принимается справедливой гипотеза плоских сечений.

1.4 Выводы по главе 1

В результате обзора и анализа проведенных исследований отмечено, что эффективным средством повышения прочности и жесткости железобетонных изгибаемых элементов является применение внешнего армирования. При этом сдерживающим фактором широкого применения конструкций такого типа является недостаточная изученность, так как в приложении к железобетонным конструкциям с тонколистовым стальным профилем применение методики СП 266.1325800.2016 представляется затруднительным вследствие неопределенности степени совместности работы железобетона и листа стального профиля. Кроме того, в СП 16.13330.2017 [96] отсутствуют расчетные характеристики для листового проката толщиной менее 2 мм.

На основе результатов выполненного анализа принято решение направить данную работу на исследование именно балочных элементов с внешним тонколистовым профилем, как важного несущего элемента сборно-монолитного перекрытия, устройство которого соответствует современным тенденциям в строительстве в части повышения технико-экономических показателей конструкций. Целью исследования является оценка влияния тонколистового продольного армирования и легкого бетонных вставок на характеристики напряженно-деформированного состояния балочных изгибаемых элементов с дальнейшим уточнением методов их расчета. Для достижения поставленной цели определены следующие задачи:

1. Выполнить экспериментальные исследования влияния на НДС нагружаемых железобетонных балочных элементов основных значимых факторов: продольного тонколистового профиля; способа анкеровки тонколистового профиля в бетоне; наличия межреберных вставок из газобетона;
2. Выполнить теоретические исследования влияния тонколистового профиля, способа его анкеровки на характеристики НДС балочных неоднородных железобетонных элементов при нагружении возрастающим изгибающим моментом до разрушения;

3. Разработать методику расчетной оценки эффективности включения в работу тонколистового профиля в зависимости от способа его анкеровки;
4. Разработать рекомендации по уточнению методов расчета трещиностойкости, прогибов и несущей способности балочных элементов конструкций перекрытий с учетом включения в работу внешнего тонколистового профиля;
5. Внедрение результатов исследования в практику проектирования и в строительство.

ГЛАВА 2. ОПЫТНЫЕ ОБРАЗЦЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В данной главе представлены программа и методика проведения экспериментальных исследований изгибаемых железобетонных балочных элементов сборно-монолитных перекрытий, в том числе с внешним листовым армированием, при их кратковременном нагружении с доведением образцов до разрушения.

2.1 Конструкции основных и дополнительных опытных образцов

Программа экспериментальных исследований включала 6 основных железобетонных балок таврового сечения длиной 3 м, особенности конструкций которых представлены в таблице 2.1. Принятые конструкции соответствуют натурным размерам поперечных сечений фрагментов перекрытий, применяемых в промышленном и гражданском строительстве, а также при реконструкции зданий старой городской застройки [56].

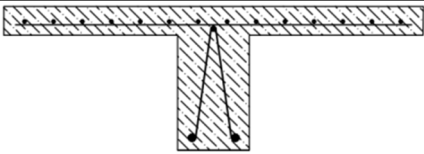
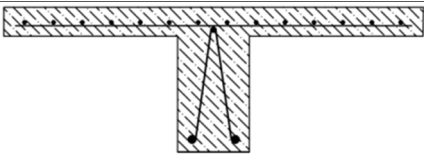
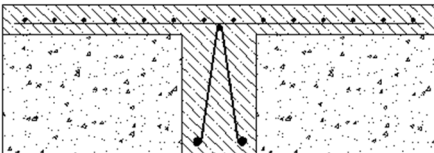
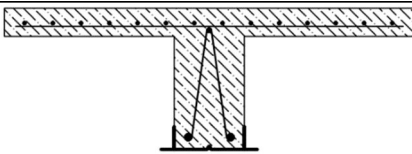
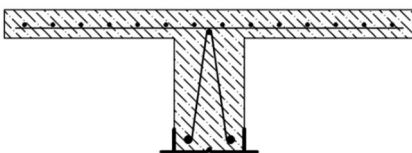
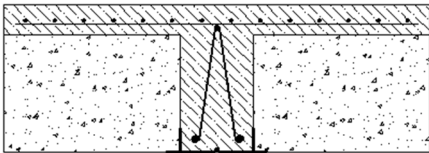
При изготовлении опытных образцов моделировалось три переменных фактора влияния – наличие (отсутствие) тонколистового профиля в качестве внешней арматуры, наличие (отсутствие) боковых легкобетонных вставок из газобетона, наличие (отсутствие) анкеровки профиля в бетоне. Размеры сечений и краткая характеристика образцов представлены в таблице 2.1.

Опытные образцы изготовлены из бетона класса В25 двух типов конструкций – с легкобетонными боковыми вставками (типы II и IV в таблице 2.1) и без вставок (типы I-I, I-II, III-I и III-II в таблице 2.1). Армирование принято из следующих конструктивных элементов:

- а) для балок без внешнего тонколистового профиля: арматурный каркас из двух рабочих продольных стержней нижнего пояса Ø12 мм А500С + один продольный стержень верхнего пояса Ø8мм А300С с объединением поперечной диагональной арматурой Ø5 мм Вр-I с помощью контактной сварки (типы I-I, I-II и II в таблице 2.1);
- б) для балок с внешним тонколистовым профилем: армирование стержневой арматурой согласно п. (а) + гнутый оцинкованный лист профиля

«Универсал» из стали толщиной 1 мм площадью поперечного сечения 3,25см² (типы III-I, III-II и IV в таблице 2.1, рисунок 2.1).

Таблица 2.1 – Характеристики опытных образцов

Шифр балки	Вид поперечного сечения	Описание
I-I		Железобетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом
I-II		Железобетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом (аналог балке I-I)
II		Железобетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом и с газобетонными блоками размерами 600×300×200 мм, расположенными по бокам от ребра под свесами полки
III-I		Бетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом и профилем МАРКО-УНИВЕРСАЛ
III-II		Железобетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом и профилем МАРКО-УНИВЕРСАЛ. Доработка балки на месте путём забивки дюбелей-анкеров (по 10 шт. с каждой стороны с низа профиля вблизи опор).
IV		Железобетонная балка таврового сечения с арматурным каркасом и профилем МАРКО-УНИВЕРСАЛ с газобетонными блоками размерами 600×300×200 мм, расположенными по бокам от ребра под свесами полки. Доработка балки на месте путём забивки дюбелей-анкеров (по 10 шт. с каждой стороны с низа профиля вблизи опор).

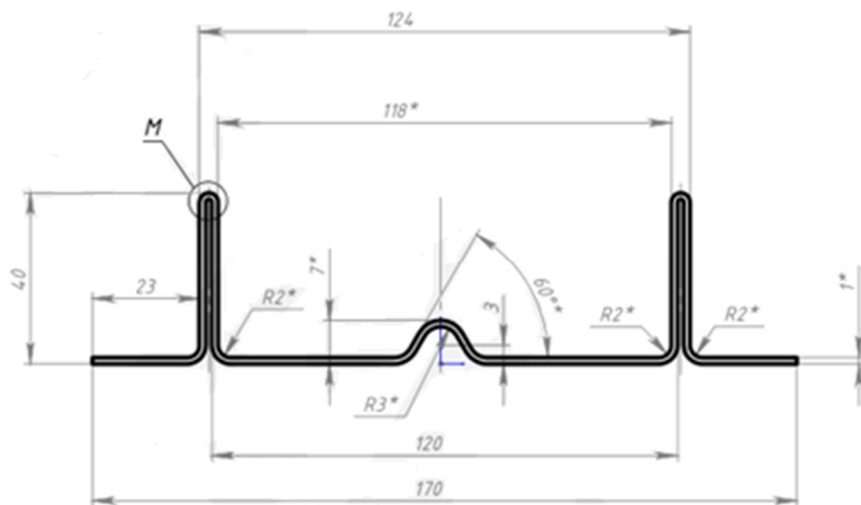


Рисунок 2.1 – Размеры элементов сечения тонколистового профиля

Образцы изготовлены в заводских условиях в цеху ООО «СМП МАРКО» (Московская обл., г. Дзержинский) (Рисунок 2.2).



Рисунок 2.2 – Изготовление балок (общий вид)

Изготовление опытных балочных элементов проводилось по технологии, аналогичной устройству сборно-монолитных перекрытий на объекте. В качестве боковой опалубки использовались газобетонные блоки, с нижней грани - стальной тонколистовой профиль (Рисунок 2.3).



Рисунок 2.3 – Стальной профиль «Универсал» в условиях строительной площадки

В балках III-I, III-II, IV, на которых в рамках исследования планировалось изучение влияния профиля на несущую способность конструкции, профиль оставался и в дальнейшем работал совместно с бетоном за счет клеящей способности цементного камня либо за счет анкеровки в зависимости от типа конструкций анкером. После выравнивания опалубок внутрь устанавливались арматурные каркасы (Рисунок 2.4). Затем укладывались арматурные сетки, а далее выполнялась укладка монолитного бетона, которая сопровождалась постоянной вибрацией глубинным вибратором.

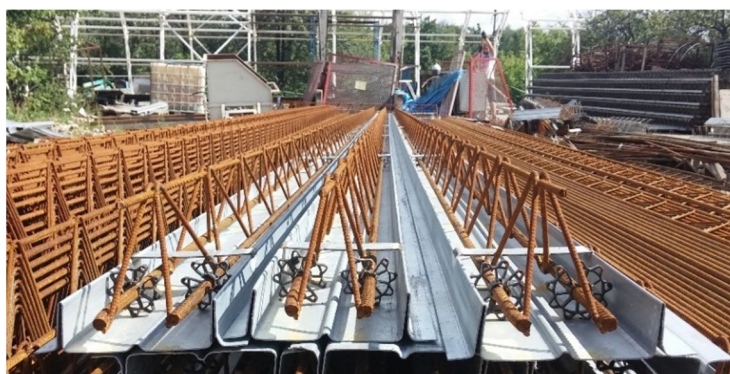


Рисунок 2.4 – Треугольный арматурный каркас в соединении с листом профиля

При изготовлении, транспортировке и хранении балок руководствовались требованиями ГОСТ 13015-2012 [61]. Уход за бетоном после его укладки в опалубку был произведен согласно требованиям СП 70.13330.2012 [100].

Для оценки влияния внешнего армирования из тонколистового профиля на несущую способность образцов были предусмотрены анкерные связи из дюбелей,

крепящие профиль к бетону в опорных зонах, для обеспечения совместной работы бетона и стали (рисунок 2.5).



Рисунок 2.5 – Устройство дополнительных анкерных креплений листов профиля с помощью забивных дюбелей

Дополнительными образцами были кубы по 6 штук на балку с размером ребра 100 мм, изготовленные из того же бетона, что и балки. Служили для контроля прочности бетона в конструкциях на даты испытания балок.

Испытания контрольных образцов проводились в соответствии с ГОСТ 10180-2012 [60]. Изготовление и хранение контрольных образцов производилось в соответствии с ГОСТ 18105-2018 [62].

2.2 Программы и методики проведения испытаний

Испытания железобетонных образцов-балок и контрольных образцов бетона в форме кубов проводились в лаборатории строительных конструкций СПбПУ Петра Великого при положительной температуре воздуха. Определение характеристик механических свойств листов профиля и арматурных стержней выполнено в лаборатории кафедры железобетонных и каменных конструкций СПбГАСУ.

2.2.1. Испытание железобетонных балок с внешним листовым профилем на изгиб

Опытные образцы-балки испытывались по схеме однопролетной шарнирно опертой балки, загруженной двумя равными поперечными силами в третях пролета (Рисунок 2.6).

Измерительные приборы – прогибомеры 6-ПАО были установлены в трех сечениях – на опорах и в середине пролета, что позволяло исключить из полученных результатов деформации опор конструкции. Контроль раскрытия трещин – с помощью микроскопа МПБ-2.

Испытания проведены соответственно требованиям ГОСТ 8829-94 [63].

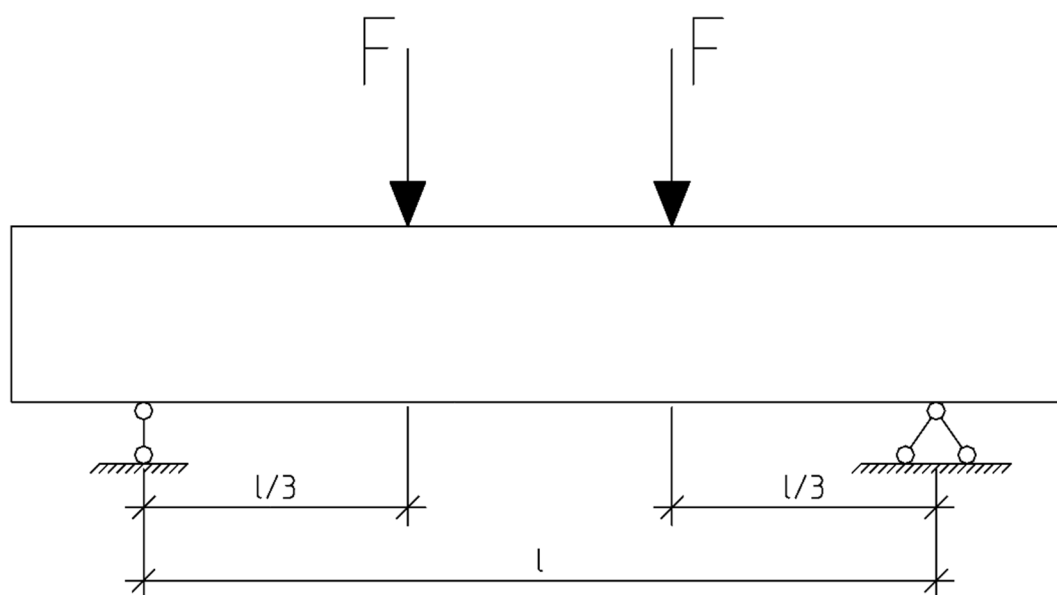


Рисунок 2.6 – Схема испытания балок

Нагружение испытываемой конструкции – с помощью гидродомкратов, контроль прикладываемых сил – с помощью динамометров ДМС-30/1МГ4. Приложение нагрузки - ступенями величиной порядка по 0,1 от ожидаемой разрушаемой. Считывание показаний с приборов на каждой ступени нагружения – сразу после приложения нагрузки и после 5-минутной выдержки. В промежутках между отсчетами производился осмотр конструкции, фиксировались ширина и длина развития трещин.

В процессе экспериментальных исследований контролировались следующие величины: прогиб; момент трещинообразования; ширина раскрытия трещин; предельная величина изгибающего момента, соответствующая разрушению элемента.

Процесс проведения испытания показан на рисунке 2.7.

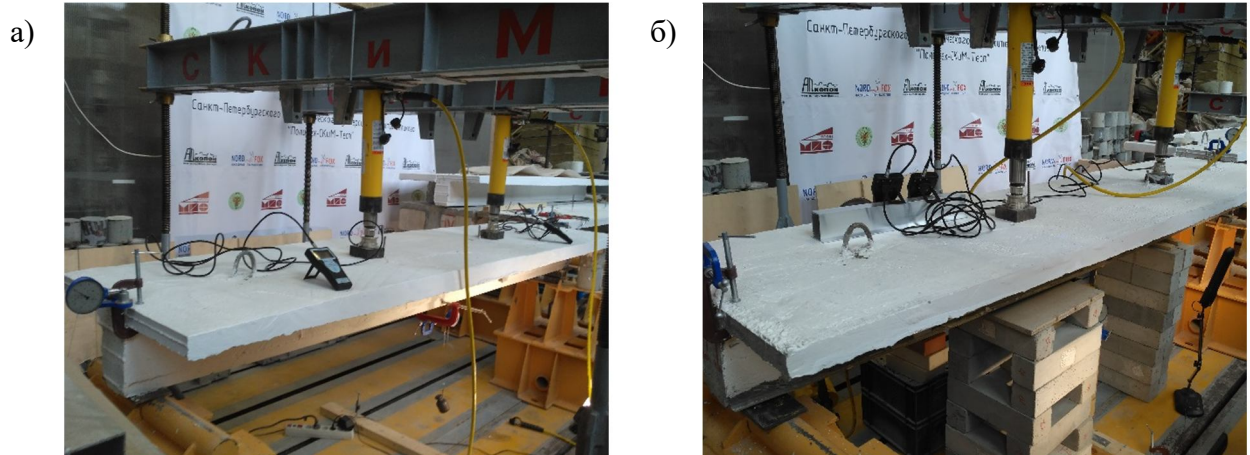


Рисунок 2.7 – Испытания балок: а) балка I-I без листового профиля; б) балка III-I с тонколистовым профилем

Значение прогибов фиксировали в начале и в конце каждой ступени нагружения. Способ и схема крепления прогибомеров показаны на рисунках 2.8 и 2.9. Значения прогибов принимались за вычетом осадок в опор.

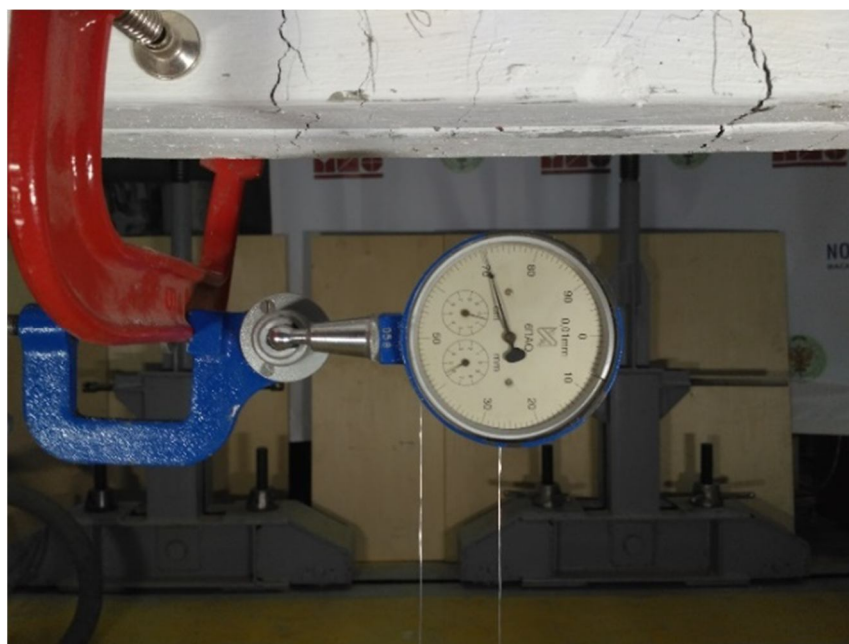


Рисунок 2.8 – Способ крепления прогибомера 6-ПАО



 – прогибомер 6-ПАО

Рисунок 2.9 – Схема расположения прогибомеров

Все использованные измерительные приборы имели документы, подтверждающие калибровку и поверку. Контроль значений прочности бетона в плоскости поперечного сечения – с помощью ультразвукового измерителя прочности бетона УКС-МГ4С (Рисунок 2.10).



Рисунок 2.10 – Ультразвуковой измеритель прочности бетона УКС-МГ4С

Момент трещинообразования определялся по величине изгибающего момента, соответствовавшего резкому изменению угла наклона графика прогибов к оси деформаций. Характер развития трещин фиксировался визуально, ширина раскрытия – с помощью микроскопа МПБ-2. Прочность образцов оценивалась по значениям максимальной (разрушающей) нагрузки, зарегистрированной к моменту проявления признаков, свидетельствующих об исчерпании несущей способности: либо в результате разрыва стержневой арматуры в растянутой зоне

при продольном сдвиге листа стального профиля из-за нарушения его сцепления с бетоном, либо вследствие разрушения бетона в полке таврового сечения в зоне чистого изгиба.

Первые трещины в бетоне, нормальные к продольной оси элемента, образовывались в местах приложения нагрузки и имели незначительную ширину раскрытия (до 0,05 мм). Далее в зоне чистого изгиба фиксировались еще несколько трещин (представлены на Рисунке 2.11). Трещины, нормальные к продольной оси, переходили из ребра в полку таврового сечения только непосредственно перед разрушением.

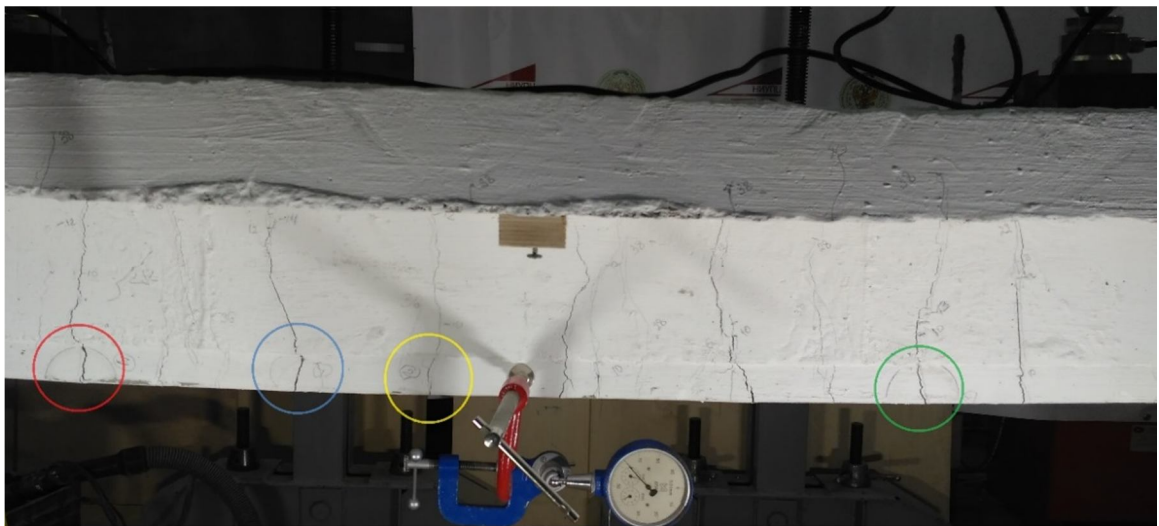


Рисунок 2.11 – Трещины в зоне чистого изгиба (балка I-I)

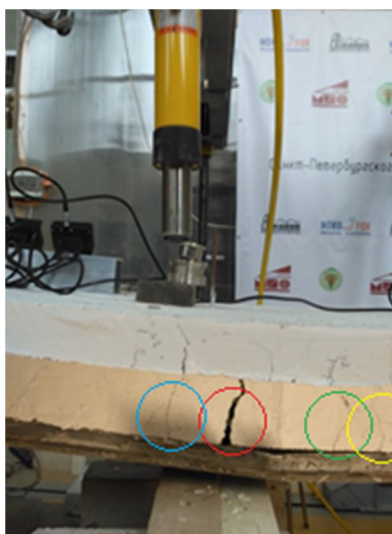


Рисунок 2.12 – Вид магистральной трещины на балке III-I после разрушения

Основной изучаемой характеристикой деформирования балочных железобетонных образцов является график зависимости «Изгибающий момент – прогиб». Характерные точки для построения графиков принимались в соответствии с журналом испытаний по каждому балочному образцу. При построении графиков принимались значения прогибов в конце каждой ступени нагружения, т.е., после выдержки.

Изгибающий момент в зоне чистого изгиба определялся как произведение сил, создаваемых гидравлическими домкратами по показаниям динамометров, расстояние от опоры балочного элемента до точки приложения нагрузки. Кроме того, в величине расчетного изгибающего момента учитывалась составляющая изгибающего момента от собственного веса образцов-балок.

2.2.2. Оценка несущей способности на сдвиг анкерных креплений листового профиля к бетону

Оценка несущей способности на сдвиг анкерных креплений листового профиля к бетону осуществлялась 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 2.13, 2.14). Сдвигающее усилие создавалось с помощью гидравлического домкрата. Опытные образцы были изготовлены в форме бетонного элемента призматической формы размерами 200 х 124 х 500 (мм), обрамленного с двух сторон листами стального профиля «МАРКО-УНИВЕРСАЛ».

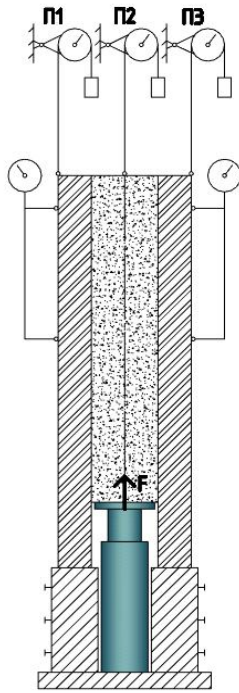


Рисунок 2.13 – Схема испытаний



Рисунок 2.14 – Процесс испытаний

Реализованы 4 типа анкерного крепления листов профиля к бетону опытных образцов (рисунок 2.15):

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

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 нагружения после некоторой выдержки (около 5 мин). Разрушающая нагрузка была определена с помощью манометра гидродомкрата.

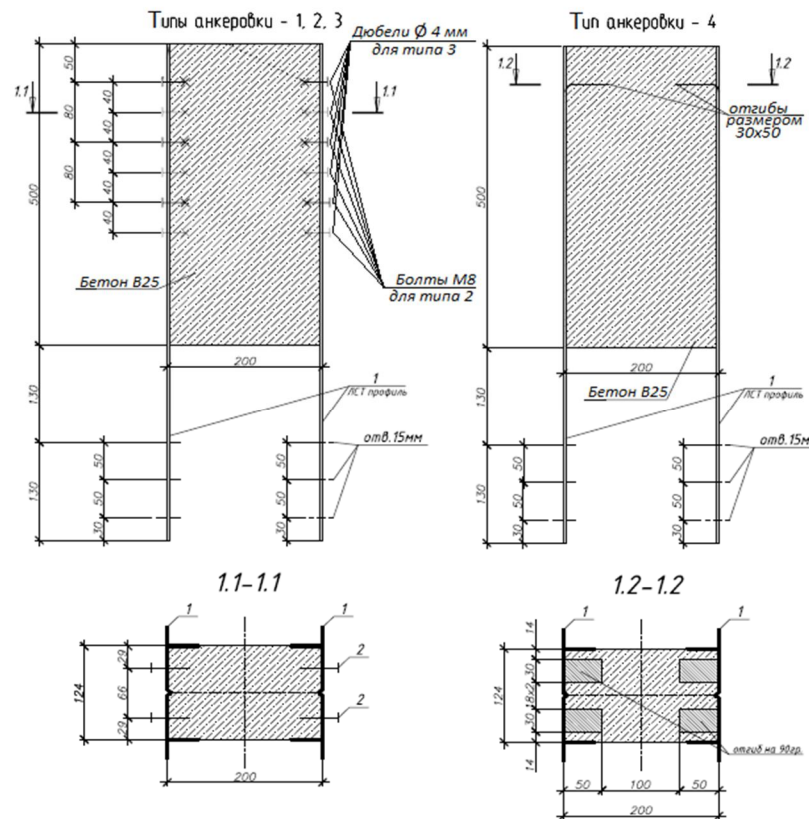


Рисунок 2.15 – Конструкции образцов для испытаний

2.3 Методика теоретических исследований на основе нелинейной деформационной модели железобетона

Анализ напряженно-деформированного состояния опытных железобетонных образцов-балок выполнен на основе результатов расчетов железобетонных балочных элементов, нагружаемых возрастающим изгибающим моментом, в компьютерной программе “BRUS” [43], которая была адаптирована в данном исследовании для элементов тавровой формы поперечного сечения.

Физические соотношения, связывающие внутренние усилия и деформации на уровне срединной оси, получены на основе отдельного учета физической нелинейности и длительных процессов в бетоне.

Основные предпосылки расчетной модели включают следующее. Рассматривается железобетонный элемент тавровой формы поперечного сечения с дискретным расположением арматуры в нижней и верхней зонах сечения. Внешний лист тонколистового профиля рассматривается как отдельный слой конструкции. Неоднородность свойств в плоскости расчетного сечения элемента

моделируется представлением этого сечения в виде системы элементарных участков площадью $dF = dx \cdot dy$ (рисунок 2.16). Полагается, что в пределах каждого элементарного расчетного участка напряжения, деформации и его физико-механические свойства постоянны на каждом этапе нагружения.

Полные деформации элементарных участков бетона в направлении продольной оси элемента принимаются в виде суммы деформаций, обусловленных напряжениями, деформациями усадки и ползучести бетона. Закон связи между напряжениями и деформациями в расчетных участках бетона принят в виде известной зависимости Сарджина.

Деформации каждого арматурного элемента определяется в зависимости от напряжений в нем. Диаграмма деформирования стали – билинейная в форме диаграммы Прандтля.

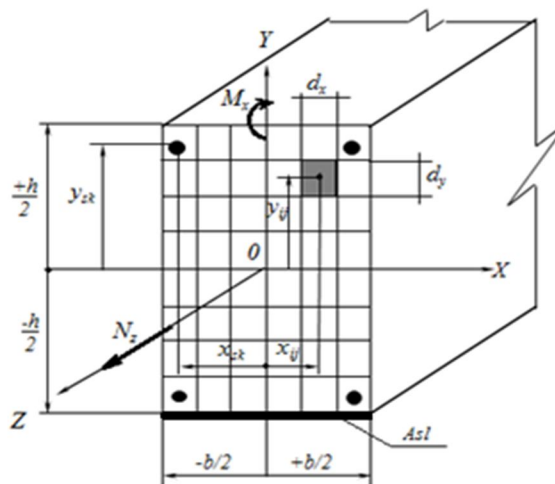


Рисунок 2.16 – Представление неоднородного сечения в виде системы
элементарных участков

Учет включения в работу бетона в растянутой зоне на участках между трещинами осуществляется в рамках модели В.И. Мурашева с помощью коэффициента ψ_s .

Физические соотношения, устанавливающие связь между усилиями M_x , M_y , N_z в расчетном нормальном сечении элемента и деформациями продольной оси в

части кривизн χ_x , χ_y относительно осей X и Y и удлинения продольной оси элемента ε_{0z} в матричной форме имеют вид [43]:

$$\begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ N_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_1 & B_1 & C_1 \\ A_2 & B_2 & C_2 \\ A_3 & B_3 & C_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \chi_x \\ \chi_y \\ \varepsilon_{0z} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} M_{0x} \\ M_{0y} \\ N_{0z} \end{bmatrix}, \quad (2.1)$$

где: $A_1, \dots, C_3$ – коэффициенты матрицы жесткости;

M_{0x} , M_{0y} , N_{0z} - элементы свободного вектора-столбца, учитывающие несиловые деформации, включающие температурные, усадочные деформации и деформации ползучести.

В процессе расчета наличие или отсутствие трещин определяется отдельно для каждого рассматриваемого участка бетона. После образования трещин для соответствующих элементарных участков бетона модуль деформации принимается равным нулю.

Соответствие решений для брусев по изложенной методике решениям реальных балочных конструкций достигается реализацией в расчете соответствующих граничных условий.

Сопоставление результатов анализа напряженно-деформированного состояния железобетонных балок по изложенной методике с результатами экспериментальных исследований выполнялось по величинам изгибающего момента, по усилиям трещинообразования, по величинам деформаций срединной оси.

2.4 Выводы по главе 2

Из результатов разработки методик экспериментальных и теоретических исследований вытекают следующие выводы:

1. Опытные образцы выполнены в натуральную величину, соответствующую действительным размерам конструкций перекрытий типа «МАРКО». Данное обстоятельство позволяет в полной мере моделировать работу всех элементов конструкции на этапах возрастающего нагружения, вплоть до разрушения.
2. Принятые схемы нагружения и точность измерения применяемых приборов позволили определить для всех типов конструктивных элементов моменты трещинообразования, ширину раскрытия трещин, прогибы и несущую способность при нагружении возрастающим изгибающим моментом.
3. Применение нелинейной деформационной модели железобетона позволяет определить величины напряжений во всех элементах неоднородного сечения сталежелезобетонного элемента при различных вариантах армирования и анкеровки.
4. Расчетные параметры применяемых соотношений нелинейной деформационной модели в части характеристик механических свойств бетона, стержневой арматуры и листового профиля определяются в серии специальных экспериментов.
5. Программы экспериментальных и теоретических исследований охватывают основные типы элементов конструкций данного типа.

ГЛАВА 3. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ХАРАКТЕРИСТИК НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНО-МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ИЗГИБЕ

В данной главе представлены результаты экспериментальных исследований и анализ характеристик напряженно-деформированного состояния (НДС) элементов сборно-монолитного перекрытия на примере системы «МАРКО».

3.1 Характеристики механических свойств бетона

Опытные образцы-балки изготавливались из бетона класса В25. Действительные значения прочности бетона определены по результатам испытания на сжатие образцов-кубов размерами 100 х 100 х 100 мм в соответствии с ГОСТ 10180-2012. Контрольные образцы были изготовлены одновременно с исследуемыми основными образцами – тавровыми балками и хранились в таких же температурно-влажностных условиях. Испытания проводились в возрасте, соответствующем возрасту испытания балок.

Характеристики свойств бетона: кубиковая прочность $R_b = 26,4$ МПа; призмная прочность $R_b = 18,5$ МПа; прочность на растяжение принята по известной формуле Фере, равной $R_{bt} = 1,55$ МПа.

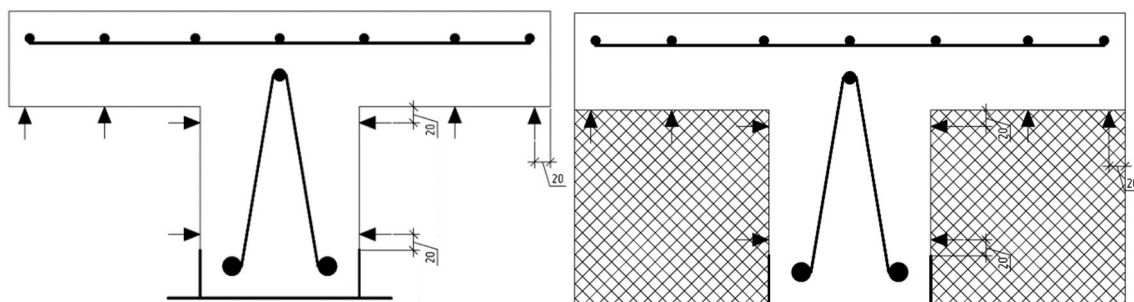


Рисунок 3.1 – Точки обследования бетона ультразвуковым измерителем прочности УКС-МГ4С

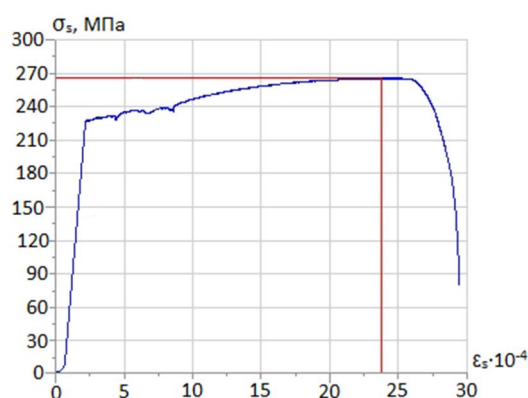
3.2 Характеристики механических свойств листового профиля

Типовой арматурный каркас состоит из двух основных продольных стержней нижнего пояса $\varnothing 12$ мм А500С и одного продольного стержня верхнего пояса $\varnothing 8$ мм, объединенных поперечной диагональной арматурой Вр-I $\varnothing 5$ мм с помощью контактной сварки. Арматурный каркас закреплен с помощью специальных выштамповок на гнутом оцинкованном профиле «Универсал» размером 120 x 40 мм, изготовленном из оцинкованной листовой стали толщиной 1 мм.

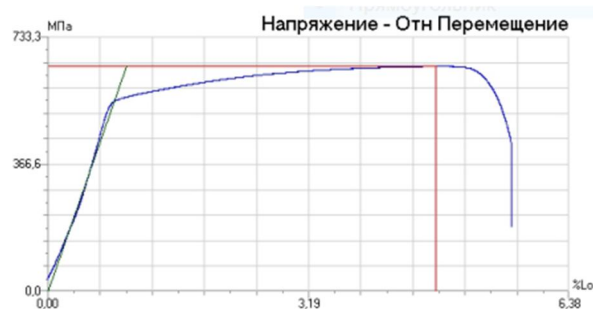
а)



б)



в)



г)

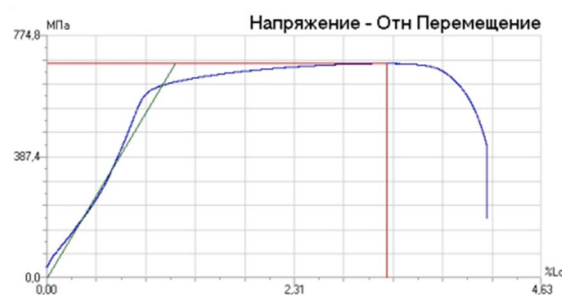


Рисунок 3.2 – Испытательная машина (а), диаграммы деформирования стали листового проката (б), арматурных стержней класса А500 диаметров 8 мм(в) и диаметром 12 мм (г)

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 3.2а).

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

Площади армирующих конструкции элементов в направлении сверху вниз представлены в таблице 3.1:

Таблица 3.1 – Характеристики армирования опытных балок

№ армирующего элемента	Условное обозначение	Площадь сечения, см ²	Вид и местоположение армирующего элемента по высоте таврового сечения
1	A_{s1}	2,26	арматурная сетка в верхней полке
2	A_{s2}	0,503	стержень Ø8 Вр-I в верхней полке
3	A_{s3}	2,744	стержни 2 Ø12 А-500 в нижней зоне
4	A_{s4}	3,25	листовой профиль на нижней грани

Характеристики сечений испытываемых балок представлены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Геометрические характеристики сечений опытных балок

Балки без внешнего листового профиля			Балки с внешним листовым профилем		
I-I	I-II	II	III-I	III-II	IV
$h = 0,268$ м	$h = 0,26$ м	$h = 0,255$ м	$h = 0,26$ м	$h = 0,25$ м	$h = 0,255$ м
$b = 0,136$ м	$b = 0,128$ м	$b = 0,132$ м	$b = 0,12$ м	$b = 0,126$ м	$b = 0,13$ м
$h'_f = 0,073$ м	$h'_f = 0,073$ м	$h'_f = 0,055$ м	$h'_f = 0,06$ м	$h'_f = 0,047$ м	$h'_f = 0,055$ м
$b'_f = 0,74$ м	$b'_f = 0,796$ м	$b'_f = 0,757$ м	$b'_f = 0,74$ м	$b'_f = 0,8$ м	$b'_f = 0,73$ м
$h_0 = 0,232$ м	$h_0 = 0,234$ м	$h_0 = 0,2$ м	$h_0 = 0,2$ м	$h_0 = 0,2$ м	$h_0 = 0,2$ м
$a_1 = 0,036$ м	$a_1 = 0,026$ м	$a_1 = 0,022$ м	$a_1 = 0,014$ м	$a_1 = 0,027$ м	$a_1 = 0,025$ м
$a_2 = 0,054$ м	$a_2 = 0,047$ м	$a_2 = 0,038$ м	$a_2 = 0,037$ м	$a_2 = 0,049$ м	$a_2 = 0,045$ м
$a_3 = 0,042$ м	$a_3 = 0,04$ м	$a_3 = 0,032$ м	$a_3 = 0,03$ м	$a_3 = 0,041$ м	$a_3 = 0,037$ м
			$a_4 = 0$	$a_4 = 0$	$a_4 = 0$

3.3 Деформации и прочность по нормальным сечениям железобетонных элементов с тонколистовым стальным профилем при изгибе

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

Балка I-I (таблица 2.1) конструктивно была без легкобетонных вставок и без внешнего армирования. Нагружение и разрушение происходило в соответствие с классической стадийностью работы железобетонной конструкции:

- до начала образования трещин;
- после начала образования трещин;
- стадия разрушения.

На начальном этапе, при невысоком уровне нагрузок на образец, напряжения, возникающие в бетоне и арматуре, невелики, деформации в основном упругие; зависимость между $\sigma - \varepsilon$ – линейная. С увеличением нагрузки на образец в бетоне растянутой зоны начинают развиваться неупругие деформации, увеличение напряжений и их приближение к пределу прочности на растяжение. С дальнейшим ростом нагрузки происходит образование трещин в бетоне растянутой зоны. Момент трещинообразования был зафиксирован на графике «Момент – прогиб» по характерному излому кривой в сторону оси прогибов при значениях изгибающего момента порядка $\sim 750 \text{ кг*м}$.

При дальнейшем нагружении образцов в тех местах, где образовались трещины, растягивающие усилия воспринимаются арматурой и бетоном над трещиной. В местах между трещинами остается сцепление арматуры и бетона. Продолжая нагружение образца, начинают развиваться неупругие деформации в сжатой зоне бетона. Эта стадия сопровождается появлением неупругих деформаций в арматуре.

Стадия разрушения характеризуется достижением напряжением в арматуре предела текучести, а напряжения в бетоне сжатой зоны достигают значений прочности бетона сжатию. Происходит разрушение образца, характеризующееся большими пластическими деформациями в арматуре растянутой зоны и раздроблением бетона сжатой зоны. Характер разрушения - хрупкий. Разрушающий момент зафиксирован со значением в 4000 кг*м. Разрушение происходило по нормальному сечению в средней части пролета.



Рисунок 3.3 – Схема образования трещин по растянутой зоне элемента

Балка III-I (согласно таблице 2.1) – конструкция без легкогобетонных вставок с внешним армированием из тонколистового профиля без анкеровки в бетоне. Напряженно-деформированное состояние развивалось по стадиям, описанным выше. Момент трещинообразования был зафиксирован на уровне ~800 кг*м, момент разрушения – 4620 кг*м. Разрушение происходило по нормальному сечению в средней трети пролета в непосредственной близости к месту приложения нагрузки.

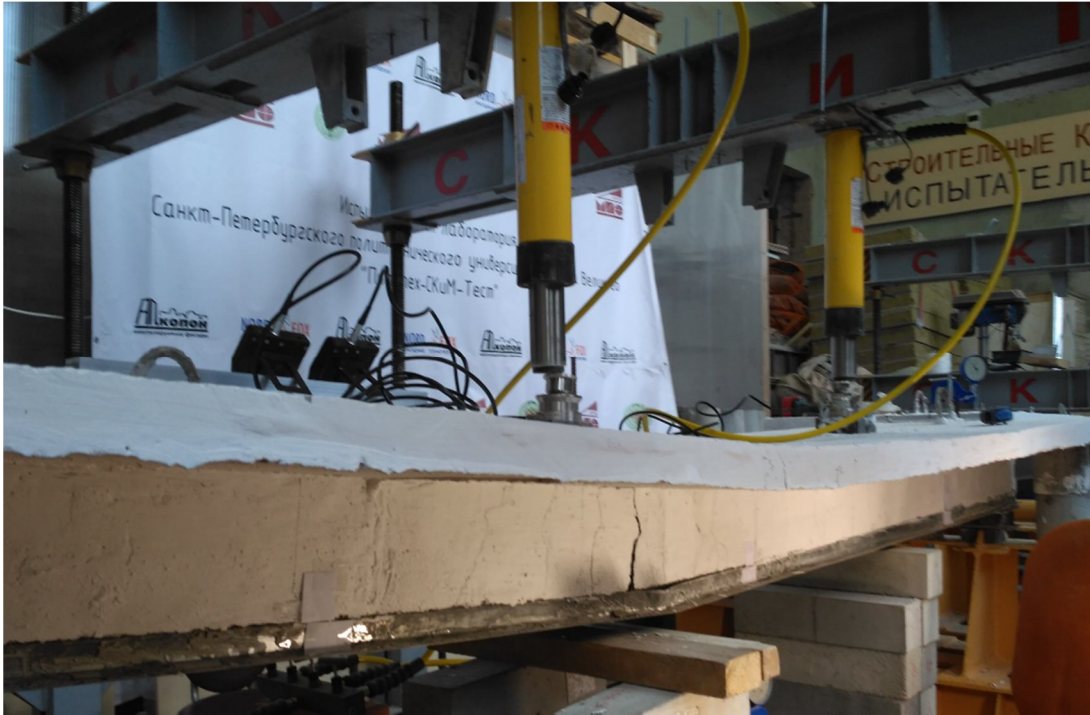


Рисунок 3.4 – Вид разрушения балки III-I

Балка III-II (согласно таблице 2.1) – конструкция без легковесных вставок с тонколистовым стальным профилем в качестве дополнительной внешней арматуры и с анкерровкой профиля в приопорных зонах по типу 3 (по 10 забиваемых в затвердевший бетон дюбелей с каждой стороны в направлении опор). Напряженно-деформированное состояние развивалось по стадиям, описанным выше. Момент трещинообразования был зафиксирован на уровне $\sim 820 \text{ кг*м}$, момент разрушения – 6120 кг*м . В предельном состоянии крепление листового профиля к бетону с помощью забиваемых в бетон дюбелей было нарушено вследствие локальных пластических деформаций и разрушения (вырывов) листового металла в зонах, окружающих головки дюбелей.



Рисунок 3.5 – Разрушение балки III-II

Балка IV (согласно таблице 2.1) - конструкция с легковесными вставками с тонколистовым стальным профилем в качестве внешней арматуры с анкерровкой профиля в приопорных зонах по типу 3 (по 10 дюбелей с каждой стороны). Напряженно-деформированное состояние развивалось по стадиям, описанным выше. Момент трещинообразования был зафиксирован в $\sim 850 \text{ кг}\cdot\text{м}$, момент разрушения – $6330 \text{ кг}\cdot\text{м}$. Разрушение происходило по нормальному сечению в трети пролета от раздробления бетона в сжатой зоне в непосредственной близости к месту приложения нагрузки. При этом крепление листового профиля к бетону с помощью забиваемых в бетон дюбелей было нарушено вследствие локальных пластических деформаций и разрушения (вырывов) листового металла в зонах, окружающих головки дюбелей.



Рисунок 3.6 – Вид разрушения балки IV

Балка II (согласно таблице 2.1) – конструкция с легкобетонными вставками без внешнего армирования. Напряженно-деформированное состояние развивалось по стадиям, описанным выше. Момент трещинообразования составил около ~ 750 кг*м, момент разрушения – 4060 кг*м. Разрушение происходило по нормальному сечению вследствие раздробления бетона в середине пролета.



Рисунок 3.7 – Вид разрушения балки II

Балка I-II (согласно таблице 2.1) – конструкция без легкобетонных вставок и без внешнего листового армирования. Напряженно-деформированное состояние развивалось по стадиям, описанным выше. Момент трещинообразования был зафиксирован величиной $\sim 730 \text{ кг}\cdot\text{м}$, момент разрушения – $4040 \text{ кг}\cdot\text{м}$. Разрушение происходило по нормальному сечению от раздробления бетона в середине пролета.



Рисунок 3.8 – Вид разрушения балки I-II

Результаты исследования представлены на графиках отдельно для балок без профиля (Рисунок 3.9) и отдельно для балок с профилем (Рисунок 3.10). По переломам кривых на начальных этапах нагружения определялись моменты образования трещин.

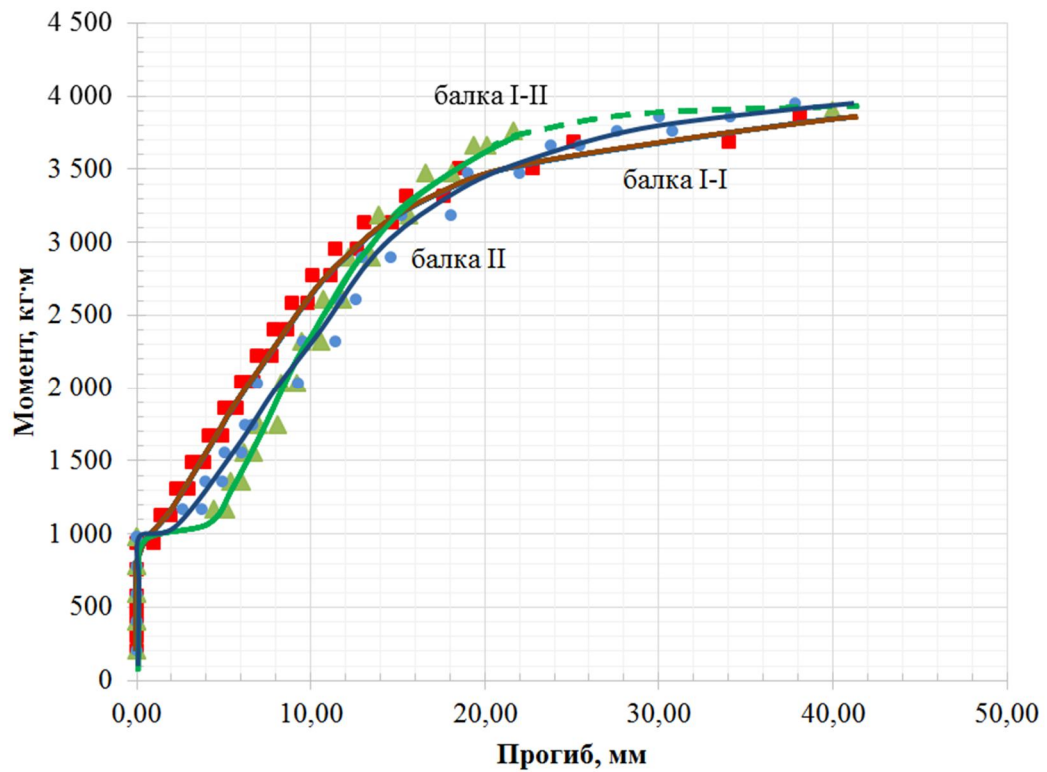


Рисунок 3.9 – Зависимости «Изгибающий M – прогиб f » для балок I-I, I-II и II без листового профиля

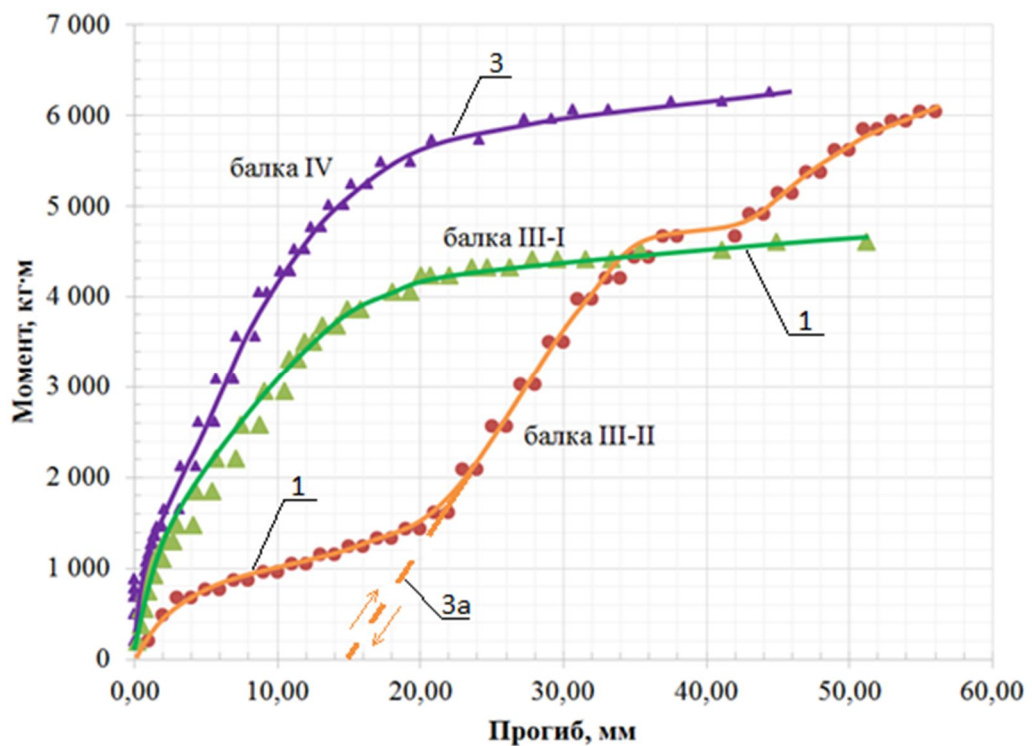


Рисунок 3.10 – Зависимости «Изгибающий M – прогиб f » для балок III-I, III-II, IV с листовым профилем (номера на линиях соответствуют типу анкеровки листа профиля)

Кроме того, по результатам данных испытаний были построены графики зависимости ширины раскрытия трещин от изгибающего момента для двух характерных балок: I-I – без профиля и III-I – с профилем (без анкеровки) (рисунки 3.11-3.12).

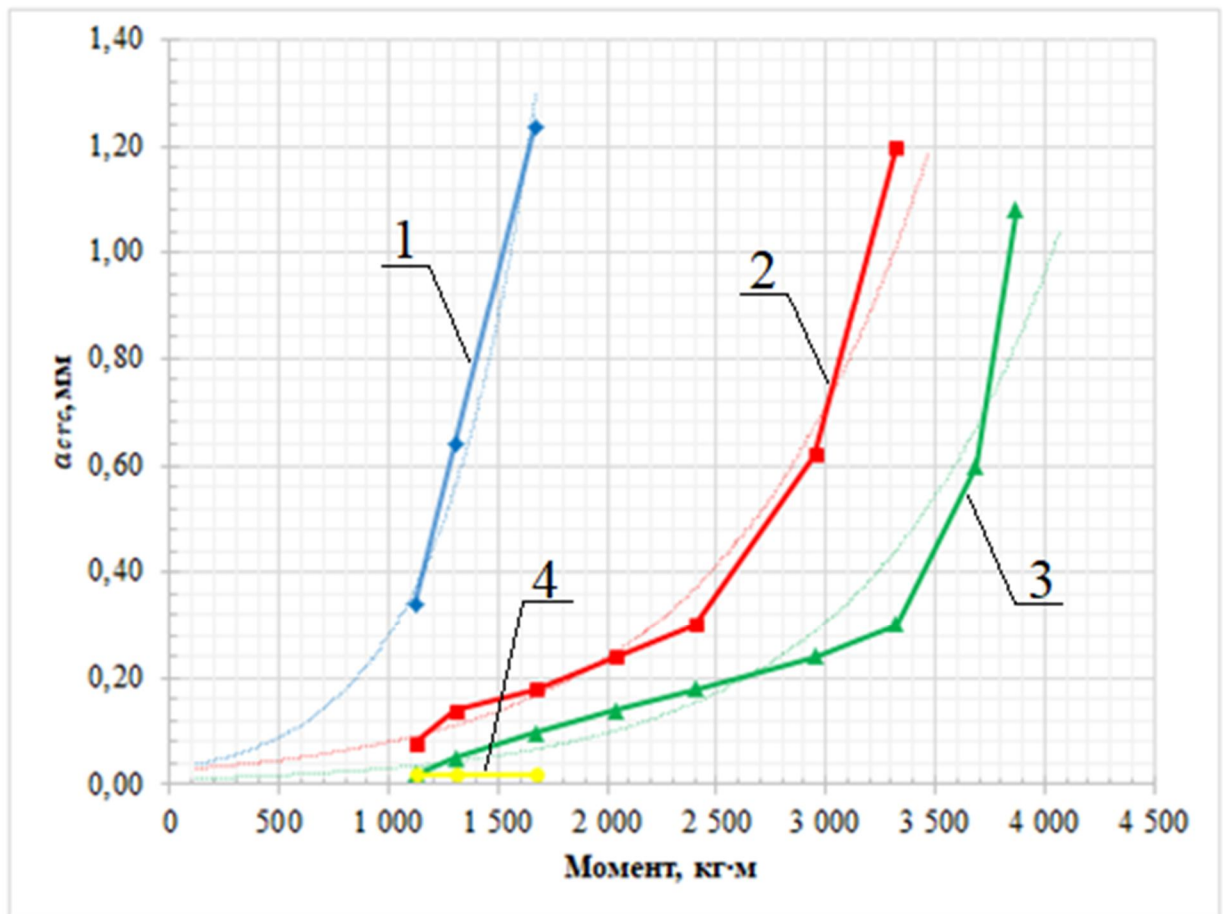


Рисунок 3.11 – Зависимости ширины раскрытия трещин a_{crc} от изгибающего момента M для балки I-I

1, 2, 3, 4 – трещины соответствующего цвета на рисунке 2.12

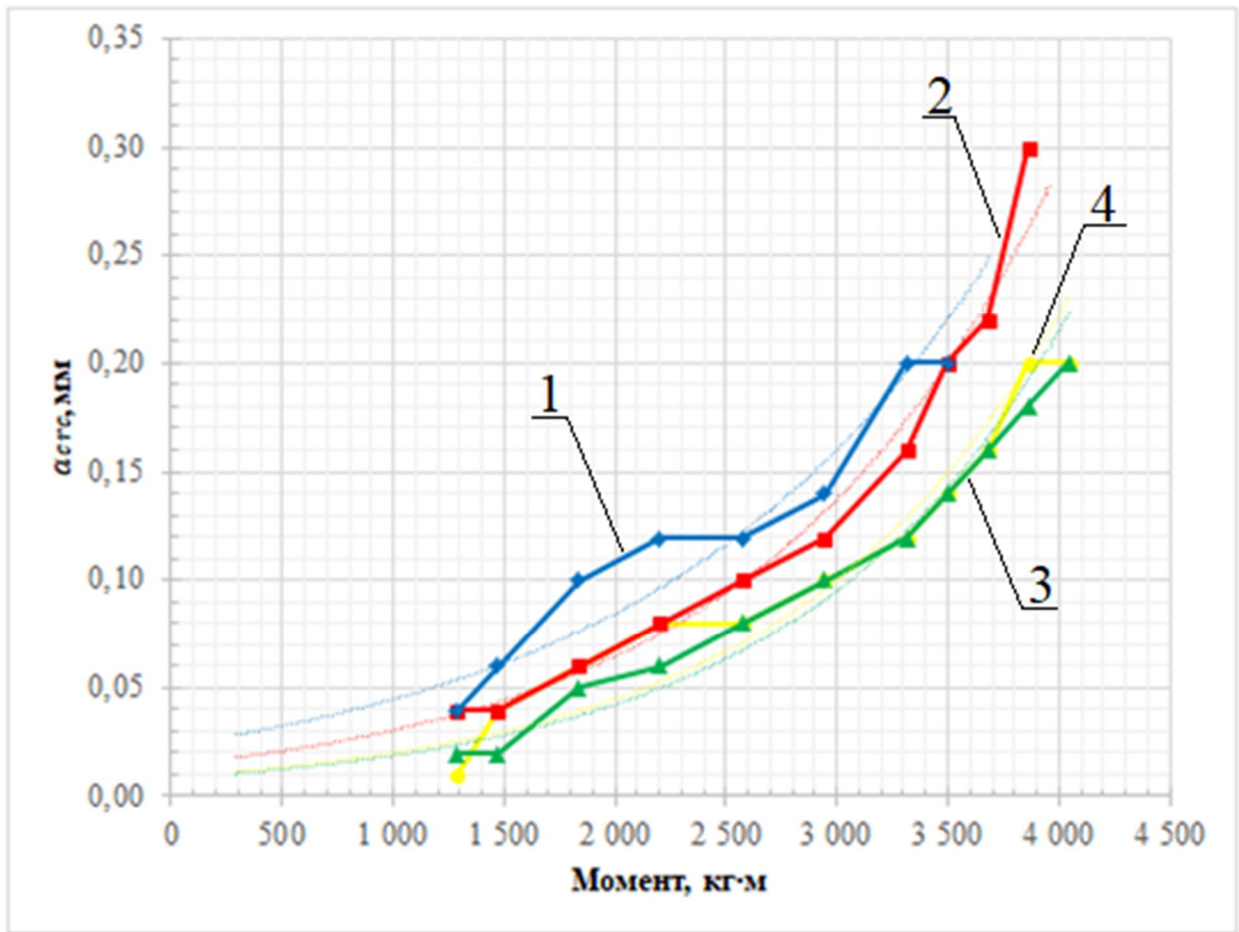


Рисунок 3.12 – Зависимости ширины раскрытия трещин a_{cr} от изгибающего момента M для балки III-I

1, 2, 3, 4 – трещины соответствующего цвета на рисунке 2.13

Результаты сопоставления данных экспериментов с результатами расчетов представлены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – 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>					
$\frac{2620}{65,2\%}$	$\frac{2620}{65,2\%}$	$\frac{2520}{62,5\%}$	$\frac{4720}{117,5\%}$	$\frac{4540}{107\%}$	$\frac{4620}{108,5\%}$
<i>Опытные данные</i>					
$\frac{4000}{99,0\%}$	$\frac{4040}{99,5\%}$	$\frac{4050}{100\%}$	$\frac{4620}{115,7\%}$	$\frac{6120}{155\%}$	$\frac{6330}{160\%}$
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>					
~750	~730	~750	~800	~820	~850
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.

3.4 Несущая способность по наклонному сечению на действие поперечной силы

При выбранной схеме нагружения образцов (двумя сосредоточенными силами в третях пролета) можно оценить также несущую способность элемента на действие поперечной силы.

В приопорной зоне, где наблюдается действие изгибающего момента и поперечной силы, были отмечены два типа трещин: трещины, расположенные на некотором удалении от опоры, которые начинались от зоны растяжения – вначале нормальные, а затем наклонные; и трещины, которые образовывались в пределах высоты ребра элемента с определенным наклоном к продольной оси (рисунок 3.13).

Вначале появлялись трещины в зоне больших изгибающих моментов с постепенным распространением области появления таких трещин к опоре. На последующих этапах нагружения появлялись наклонные трещины второго типа. Особый характер развития трещин наблюдается в растянутой зоне в районе размещения опоры и в сжатой зоне – в месте приложения нагрузки.

Разрушение образца по наклонному сечению определялось резким увеличением одной из характерных наклонных трещин, которая возникла из-за нарушения сцепления между продольной арматурой с бетоном растянутой зоны.

На рисунке 3.13 представлена схема развития наклонной трещины.

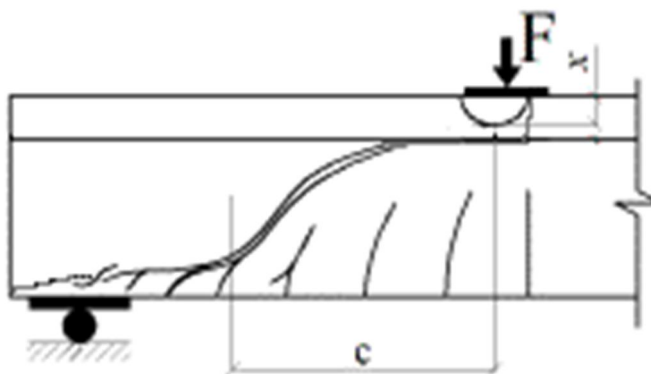


Рисунок 3.13 – Схема развития наклонной трещины

На рисунке 3.14 показана фотоиллюстрация типичной схемы разрушения железобетонной балки на примере балки III-II по наклонной трещине с текучестью и разрушением поперечной арматуры, отслоением листа профиля и среза по бетону полки в сжатой зоне.



Рисунок 3.14 – Вид разрушения балки III-II по наклонному сечению

3.5 Несущая способность на сдвиг анкерных конструкций для листового профиля

Экспериментальные исследования на сдвиг с целью определения несущей способности анкерных устройств для листового профиля выполнены в научно-испытательной лаборатории «Политех-СКиМ-тест» СПбПУ Петра Великого. Приложение нагрузки осуществлялось ступенями. В процессе испытаний измерялись взаимные смещения листов стального профиля и бетонного блока по показаниям прогибомеров. Показания приборов фиксировались в начале и в конце каждого ступени нагружения после выдержки продолжительностью в среднем около 5 минут. Разрушающая нагрузка определялась по показаниям манометра гидродомкрата. По результатам испытаний были построены графики, показывающие зависимости величин взаимных смещений листов профиля от нагрузки (рисунок 3.15).

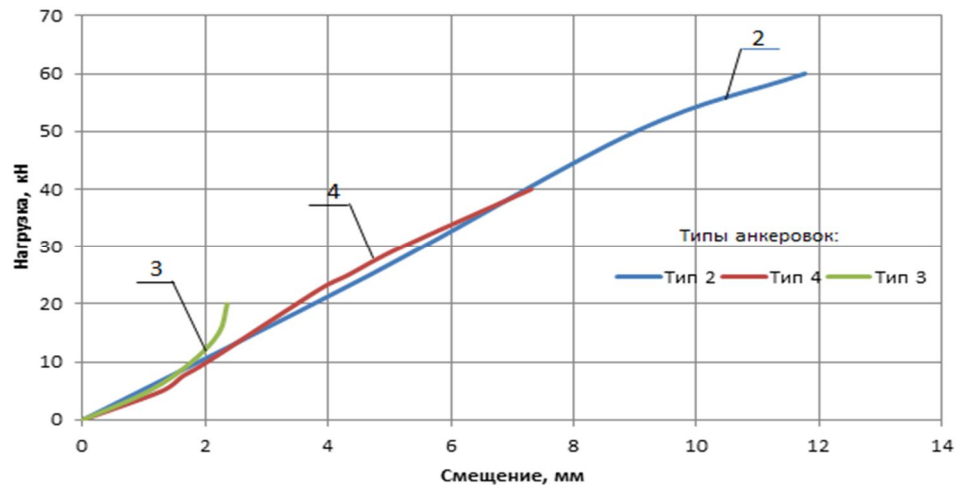


Рисунок 3.15 – Зависимости взаимных смещений листового профиля и бетонного блока от величины сдвигающей силы при принятых способах анкеровки

Виды разрушений листов внешнего профиля при работе на сдвиг, в зависимости от способов анкеровки, представлены на рисунках 3.16 и 3.17. Разрушение образца с листами профиля без анкерных креплений к бетону (тип 1) произошло в результате отслоения листов профиля от бетона при сдвигающей силе F порядка 8кН, что соответствовало максимальным величинам касательных напряжений, равных $\tau=0.017$ МПа, и нормальных напряжений в листе профиля, соответствующих, в среднем по сечению листа, напряжению $\sigma=12,3$ МПа.



Рисунок 3.16 – Виды разрушения листов прокатного профиля с типами анкеровок 2 и 4

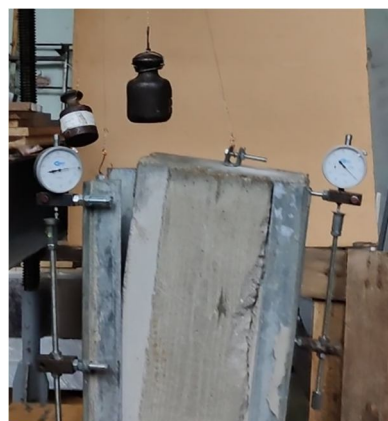


Рисунок 3.17 – Виды разрушения листов прокатного профиля с типом анкеровки 3

Разрушение образцов с анкерными креплениями по типам 2 и 3 происходило в результате смятия листов профиля в местах контакта с анкерными болтами и дюбелями и сопровождалось последующим их отрывом от бетонного блока. Величины разрушающих усилий представлены в таблице 3.4.

Для образцов с анкерами 2-го и 3-го типов, где совместная работа бетона и листов тонколистового проката обеспечивалась за счет анкерных соединений болтового типа, были определены расчетные усилия на смятие, которые могут быть восприняты одноболтовым соединением по методике СП 16.13330.2017:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c; \quad (3.1)$$

где R_{bp} – расчетное сопротивление одноболтового соединения;

d_b – наружный диаметр болта;

$\sum t$ – наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении;

γ_c и γ_b – коэффициенты условий работы, принятые по таблицам 1 и 41 СП 16.13330.2017 соответственно равными 1).

Таблица 3.4 – Несущая способность анкерных соединений

Метод определения характеристик	Параметр	Характеристики несущей способности элементов анкерных соединений исследованных типов на сдвиг				
		Тип 1	Тип 2	Тип 3	Тип 3а	Тип 4
Опытные данные	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-УНИВЕРСАЛ 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-УНИВЕРСАЛ, 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 в 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: 1. n_s – количество анкерных элементов в конструкции;

2. $A_{sl} = A_{sl1} + A_{sl2} = 3.25 \text{ см}^2$ - площадь поперечного сечения листа профиля МАРКО-УНИВЕРСАЛ,

A_{sl1} и A_{sl2} - соответственно площади сечения горизонтальной и вертикальной частей листового профиля.

3.6 Выводы по главе 3

Результаты экспериментальных исследований образцов-балок на действие возрастающего нагружения свидетельствуют о следующем:

1. Включение в состав конструкции легкобетонных вставок не оказывает заметного влияния на величину несущей способности изгибаемого элемента.
2. Различия в показателях прочности бетона в плоскости поперечного сечения в зонах примыкания к листовому профилю и к легкобетонным боковым вставкам не оказывает существенного влияния на несущую способность и жесткость конструкций балок, так как они характерны для растянутых зон конструкций.
3. Наличие внешнего армирования из тонколистового профиля без специальной анкеровки повышает несущую способность балки, в сравнении с балками без профиля, на величину порядка 15%, а с примененными анкерными конструкциями типов 3 и 3а – на величину до 50%.
4. Значения момента трещинообразования для балок всех типов примерно одинаковы (рисунки 3.9, 3.10) и составляют 0,12 – 0,19 от значений несущей способности.
5. Включение стального профиля в работу с помощью анкерных устройств типа 3 и 3а способствует повышению жесткости и снижению прогибов опытных балок (таблица 3.2).
6. 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.

7. Результаты испытаний анкерных конструкций на сдвиг позволили получить количественные характеристики эффективности включения листов внешнего стального профиля в работу конструкций сборно-монолитных перекрытий системы «МАРКО-УНИВЕРСАЛ» соответственно типам анкерных устройств.
8. Клеящая способность цементного камня при отсутствии дополнительных анкерных креплений обеспечивает совместную работу листов профиля с бетоном при ограниченных значениях изгибающих моментов, не превышающих 0.3 от несущей способности конструкций. Далее, при увеличении нагрузки, совместность работы листового профиля с бетоном конструкции нарушается, что исключает его полноценный вклад в несущую способность конструкции.
9. 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.
10. При заанкеривании металлического профиля в бетоне с помощью загибов 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.
11. 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).
12. 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 системы «МАРКО», как позволяющие включить в работу листовой профиль, примененный по первоначальному назначению для опирания легкобетонных вставок.

ГЛАВА 4. ДЕФОРМАЦИИ И ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ВНЕШНИМ ТОНКОЛИСТОВЫМ СТАЛЬНЫМ ПРОФИЛЕМ

В данной главе представлены результаты теоретического исследования характеристик НДС сталежелезобетонных изгибаемых элементов перекрытий таврового профиля системы «МАРКО» 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 эффективности вовлечения в работу внешнего тонколистового армирования.

4.1 Характеристики напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов перекрытий с внешним тонколистовым профилем при изгибе

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 [43].

4.1.1. Соотношения нелинейной деформационной модели в приложении к конструкциям исследуемого типа

Методика расчета железобетонных элементов конструкций на основе соотношений нелинейной деформационной модели предполагает совместное решение трех групп разрешающих уравнений – физических на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры, геометрических на основе гипотезы плоских сечений и уравнений статического равновесия сил в расчетном сечении. Прочность расчетного сечения конструкции оценивается соблюдением условия предельного равновесия сил внешнего действия и внутреннего сопротивления элементов неоднородного сечения. При этом за критерии прочности для участков бетона и арматуры в составе неоднородного сечения принимаются

$$B_1 = \int_{-\frac{h}{2}-\frac{b}{2}}^{+\frac{h}{2}+\frac{b}{2}} \int E_b * dx * dy * y_i + \sum_{k=1}^{ns} y_{s,k} * f_{s,k} * E'_{s,k}; \quad (4.3)$$

$$C_2 = \int_{-\frac{h}{2}-\frac{b}{2}}^{+\frac{h}{2}+\frac{b}{2}} \int E_b * dx * dy + \sum_{k=1}^{ns} f_{s,k} * E'_{s,k}; \quad (4.4)$$

$$B_2 = B_1$$

4.1.2 Деформации, напряжения и прочность железобетонных элементов с внешним тонколистовым профилем при возрастающем нагружении

Результаты теоретического исследования особенностей формирования напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с внешним тонколистовым профилем при нагружении возрастающим изгибающим моментом M_x по программе “BRUS” [43], построенной на основе соотношений нелинейной деформационной модели железобетона в форме (4.1) – (4.4), представлены в таблицах 4.1 – 4.6.

Рассмотрены 5 типов железобетонных элементов, различающихся различным уровнем включения в работу листов внешнего стального профиля соответственно принятому способу анкеровки в бетоне.

1. Балочный элемент тавровой формы поперечного сечения без внешнего листового армирования (таблица 4.1). Геометрические характеристики сечения приняты соответственно опытной балке I-I в таблице 3.2.
2. Балочный элемент тавровой формы поперечного сечения с дополнительным внешним тонколистовым армированием в предположении полноценного включения в работу листа профиля и совместной его работы совместно с бетоном в растянутой зоне (таблица 4.2). Геометрические характеристики сечения - соответственно опытной балке III-I в таблице 3.2.

3. Балочный элемент тавровой формы поперечного сечения с дополнительным внешним тонколистовым армированием в предположении частичного включения в работу листа в растянутой зоне при применении анкерующих элементов по типу 3 (таблица 4.3). Геометрические характеристики сечения - соответственно опытной балке Б-III-I в таблице 3.2.

Таблица 4.1 – Характеристики НДС в сечениях, нормальных к продольной оси балки, на основе соотношений нелинейной деформационной модели (балка **без** внешнего листового профиля)

№ п/п слоев бетона	Координаты слоев по высоте сечения, см	Величины изгибающих моментов M_x на этапах нагружения, кН*м										Признак разрушен ия
		6.5	6.55	14	20	24	30	35	39	40	41.6	
		Напряжения в расчетных слоях бетонного сечения, МПа										
1	+12,69	-0,872	-1,945	-3,646	-5,032	-5,643	-7,098	-8,221	-9,107	-9,327	-9,38	Несходимость вычислительного процесса вследствие достижения предела текучести в стержнях арматуры As3
2	+11,28	-0,739	-1,311	-2,105	-3,039	-3,268	-4,037	-4,713	-5,255	-5,39	-5,736	
3	+9,87	-0,605	-0,665	-0,601	-0,91	-0,692	-0,865	-1,057	-1,221	-1,264	-1,482	
4	+8,46	-0,471	-0,008	0,936	1,231	—	—	—	—	—	—	
5	+7,05	-0,337	0,639	—	—	—	—	—	—	—	—	
6	+5,64	-0,202	1,22	—	—	—	—	—	—	—	—	
7	+4,23	-0,066	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
8	+2,82	0,07	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
9	+1,41	0,204	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
10	0.0	0,337	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
11	-1,41	0,467	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
12	-2,82	0,596	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
13	-4,23	0,721	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
14	-5,64	0,843	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
15	-7,05	0,961	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
16	-8,46	1,074	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
17	-9,87	1,212	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
18	-11,28	1,321	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
19	-12,69	1,425	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		Напряжения в слоях арматуры соответственно, МПа										
As1	+11,6	-6,472	-12,371	-21,08	-30,644	-33,596	-42,004	-49,483	-55,575	-57,113	-61,095	
As2	+9,3	-4,624	-3,347	0,24	-0,037	3,416	4,253	4,557	4,709	4,734	3,511	
As3	-10,0	10,885	72,369	179,148	256,798	313,995	392,406	458,024	510,565	523,707	540,00	
As4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		Кривизны χ_x и удлинения ε_{oz} продольной оси балки										
	$\chi_x \cdot 10^5$	40,18	1,96	4,63	6,65	8,04	10,05	11,74	13,10	13,44	14,04	
	$\varepsilon_{oz} \cdot 10^5$	1,42	16,56	43,22	61,86	76,53	95,61	111,53	124,23	127,40	132,37	

Таблица 4.2 – Характеристики НДС в сечениях, нормальных к продольной оси балки, на основе соотношений нелинейной деформационной модели (внешний листовый профиль с анкерровкой по **типу 3** в виде 10 дюбелей в бетон)

№ п/п слоев бетона	Координаты слоев по высоте сечения, см	Величины изгибающих моментов Mx на этапах нагружения, кН*м										Признак разрушен ия
		6,43	6,61	18,4	27,5	36,7	45,9	55,1	59,7	64,3	66,1	
		Напряжения в расчетных слоях бетонного сечения, МПа										
1	+12,32	-0,903	-0,929	-3,417	-5,039	-6,408	-8,096	-9,569	-11,025	-11,323	-12,213	Несходимость вычислительного процесса вследствие достижения предела текучести в стержнях арматуры As3
2	+10,95	-0,774	-0,797	-2,591	-3,854	-4,881	-6,01	-7,327	-8,089	-8,577	-8,961	
3	+9,58	-0,645	-0,664	-1,743	-2,619	-3,263	-4,052	-4,84	-5,153	-5,694	-5,708	
4	+8,21	-0,515	-0,53	-0,874	-1,334	-1,555	-1,952	-2,365	-2,217	-2,631	-2,456	
5	+6,84	-0,385	-0,396	0,02	-0,001	0,239	0,282	0,304	0,719	0,459	0,796	
6	+5,47	-0,255	-0,261	0,874	1,229	-	-	-	-	-	-	
7	+4,11	-0,123	-0,126	—	—	-	-	-	-	-	-	
8	+2,74	0,008	0,009	—	—	—	—	—	—	—	—	
9	+1,37	0,139	0,144	—	—	—	—	—	—	—	—	
10	0.0	0,268	0,277	—	—	—	—	—	—	—	—	
11	-1,37	0,396	0,408	—	—	—	—	—	—	—	—	
12	-2,74	0,522	0,537	—	—	—	—	—	—	—	—	
13	-4,11	0,645	0,664	—	—	—	—	—	—	—	—	
14	-5,47	0,765	0,787	—	—	—	—	—	—	—	—	
15	-6,84	0,882	0,907	—	—	—	—	—	—	—	—	
16	-8,21	0,995	1,022	—	—	—	—	—	—	—	—	
17	-9,58	1,103	1,132	—	—	—	—	—	—	—	—	
18	-10,95	1,236	1,27	—	—	—	—	—	—	—	—	
19	-12,32	1,341	1,376	—	—	—	—	—	—	—	—	
		Напряжения в слоях арматуры соответственно, МПа										
As1	+11,6	-7,044	-7,25	-25,995	-39,395	-51,029	-63,947	-77,135	-79,081	-88,65	-87,597	
As2	+9,3	-5,198	-5,349	-13,348	-20,346	-25,385	-31,879	-38,595	-37,956	-43,866	-42,043	
As3	-10,0	10,24	10,6	92,70	139,4	189,7	237,1	284,6	306,9	331,7	340	
As4	-12,7	12,453	12,834	70,50	70,50	70,50	70,50	70,50	70,50	70,50	70,50	
Кривизны χ_x и удлинения ϵ_{oz} продольной оси балки												
$\chi_x \cdot 10^5$		40,11	41,32	2,75	4,14	5,57	6,97	8,37	8,94	9,73	9,90	
$\epsilon_{oz} \cdot 10^5$		1,13	1,16	18,89	28,34	39,15	48,89	58,62	64,16	68,60	71,07	

Таблица 4.3 – Характеристики НДС в сечениях, нормальных к продольной оси балки, на основе соотношений нелинейной деформационной модели (внешний листовый профиль с анкерровкой **по типу 4** в виде 2-х загибов в бетон)

№ п/п слоев бетона	Координаты слоев по высоте сечения, см	Величины изгибающих моментов Mx на этапах нагружения, кН*м										Признак разрушен ия
		6,28	17,44	26,2	34,9	43,6	52,3	56,7	61,0	62,8	63,6	
		Напряжения в расчетных слоях бетонного сечения, МПа										
1	+12,32	-0,988	-3,417	-5,039	-6,408	-8,096	-9,569	-11,025	-11,323	-12,213	-12,552	Несходимость вычислительного процесса вследствие достижения предела текучести в стержнях арматуры As3
2	+10,95	-0,84	-2,591	-3,854	-4,881	-6,010	-7,327	-8,089	-8,577	-8,961	-9,209	
3	+9,58	-0,691	-1,743	-2,619	-3,263	-4,052	-4,84	-5,153	-5,694	-5,708	-5,867	
4	+8,21	-0,542	-0,874	-1,334	-1,555	-1,952	-2,365	-2,217	-2,631	-2,456	-2,524	
5	+6,84	-0,392	0,02	-0,001	0,239	0,282	0,304	0,719	0,459	0,796	0,819	
6	+5,47	-0,242	0,874	1,229	—	—	—	—	—	—	—	
7	+4,11	-0,091	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
8	+2,74	0,06	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
9	+1,37	0,21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
10	0.0	0,358	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
11	-1,37	0,503	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
12	-2,74	0,645	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
13	-4,11	0,783	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
14	-5,47	0,916	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
15	-6,84	1,044	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
16	-8,21	1,166	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
17	-9,58	1,317	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
18	-10,95	1,431	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
19	-12,32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		Напряжения в слоях арматуры соответственно, МПа										
As1	+11,6	-7,681	-25,995	-39,395	-51,029	-63,947	-77,135	-79,081	-88,65	-87,597	-90,03	
As2	+9,3	-5,557	-13,348	-20,346	-25,385	-31,879	-38,595	-37,956	-43,866	-42,043	-43,211	
As3	-10,0	11,9	90,2	135,7	184,6	230,7	276,9	298,7	322,7	330,8	340	
As4	-12,7	14,758	61,00	61,00	61,00	61,00	61,00	61,00	61,00	61,00	61,00	
Кривизны χ_x и удлинения ϵ_{oz} продольной оси балки												
$\chi_x \cdot 10^5$		41,32	2,75	4,14	5,57	6,97	8,37	8,94	9,73	9,90	10,17	
$\epsilon_{oz} \cdot 10^5$		1,16	18,89	28,34	39,15	48,89	58,62	64,16	68,60	71,07	73,05	

Таблица 4.4 – Характеристики НДС в сечениях, нормальных к продольной оси балки, на основе соотношений нелинейной деформационной модели (внешний листовый профиль с комбинированной анкеровкой по **типам 3+4**)

№ п/п слоев бетона	Координаты слоев по высоте сечения, см	Величины изгибающих моментов Мх на этапах нагружения, кН*м										Признак разрушен ия
		6,93	7,1	20	29,28	40	50	60	70	72	73,1	
	Напряжения в расчетных слоях бетонного сечения, МПа											
1	+12,32	-0,974	-3,417	-5,045	-6,408	-8,096	-9,569	-11,323	-12,552	-13,231	-13,57	Несходимость вычислительного процесса вследствие достижения предела текучести в стержнях арматуры As3
2	+10,95	-0,828	-2,591	-3,858	-4,881	-6,01	-7,327	-8,577	-9,209	-9,707	-9,956	
3	+9,58	-0,682	-1,743	-2,622	-3,263	-4,052	-4,84	-5,694	-5,867	-6,184	-6,342	
4	+8,21	-0,535	-0,873	-1,336	-1,555	-1,952	-2,365	-2,631	-2,524	-2,661	-2,729	
5	+6,84	-0,387	0,018	-0,001	0,239	0,282	0,304	0,459	0,819	0,863	0,885	
6	+5,47	-0,239	0,879	1,253	–	–	–	–	–	–	–	
7	+4,11	-0,09	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
8	+2,74	0,059	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
9	+1,37	0,207	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
10	0.0	0,352	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
11	-1,37	0,495	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
12	-2,74	0,635	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
13	-4,11	0,772	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
14	-5,47	0,904	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
15	-6,84	1,031	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
16	-8,21	1,151	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
17	-9,58	1,30	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
18	-10,95	1,414	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
19	-12,32	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
		Напряжения в слоях арматуры соответственно, МПа										
As1	+11,6	-7,571	-26,012	-39,402	-51,029	-63,947	-77,135	-88,65	-90,03	-94,897	-97,33	
As2	+9,3	-5,479	-13,365	-20,358	-25,385	-31,879	-38,595	-43,866	-43,211	-45,547	-46,715	
As3	-10,0	10,9	83,4	138,1	170,7	213,4	256,2	298,5	314,5	331,5	340	
As4	-12,7	14,538	107,613	122,30	131,00	131,00	131,00	131,00	131,00	131,00	131,00	
Кривизны χ_x и удлинения ϵ_{oz} продольной оси балки												
$\chi_x \cdot 10^5$		45,49	2,75	4,14	5,57	6,97	8,37	9,73	10,17	10,72	11,00	
$\epsilon_{oz} \cdot 10^5$		1,49	18,89	28,34	39,15	48,89	58,62	68,60	73,05	76,99	78,97	

Таблица 4.5 – Характеристики НДС в сечениях, нормальных к продольной оси балки, на основе соотношений нелинейной деформационной модели (внешний профиль в предположении **полного использования его несущей способности**)

№ п/п слоев бетона	Координаты слоев по высоте сечения, см	Величины изгибающих моментов M_x на этапах нагружения, кН*м										Признак разрушен ия
		6,55	7,1	29,3	39,0	48,8	58,6	68,3	72,2	76,1	78,08	
		Напряжения в расчетных слоях бетонного сечения, МПа										Несходимость вычислительного процесса вследствие достижения предела текучести в стержнях арматуры As3
1	+12,32	-0,879	-0,974	-3,417	-5,045	-6,54	-8,202	-9,569	-11,323	-12,552	-12,891	
2	+10,95	-0,745	-0,828	-2,591	-3,858	-4,844	-6,154	-7,327	-8,577	-9,209	-9,458	
3	+9,58	-0,61	-0,682	-1,743	-2,622	-3,227	-4,037	-4,84	-5,694	-5,867	-6,025	
4	+8,21	-0,475	-0,535	-0,874	-1,336	-1,521	-1,829	-2,365	-2,631	-2,524	-2,592	
5	+6,84	-0,339	-0,387	0,018	-0,001	0,271	0,394	0,304	0,459	0,819	0,841	
6	+5,47	-0,203	-0,239	0,879	1,253	–	–	–	–	–	–	
7	+4,11	-0,066	-0,09	–	–	–	–	–	–	–	–	
8	+2,74	0,07	0,059	–	–	–	–	–	–	–	–	
9	+1,37	0,206	0,207	–	–	–	–	–	–	–	–	
10	0,0	0,34	0,352	–	–	–	–	–	–	–	–	
11	-1,37	0,471	0,495	–	–	–	–	–	–	–	–	
12	-2,74	0,601	0,635	–	–	–	–	–	–	–	–	
13	-4,11	0,727	0,772	–	–	–	–	–	–	–	–	
14	-5,47	0,85	0,904	–	–	–	–	–	–	–	–	
15	-6,84	0,968	1,031	–	–	–	–	–	–	–	–	
16	-8,21	1,082	1,151	–	–	–	–	–	–	–	–	
17	-9,58	1,221	1,3	–	–	–	–	–	–	–	–	
18	-10,95	1,331	1,414	–	–	–	–	–	–	–	–	
19	-12,32	1,434	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
		Напряжения в слоях арматуры соответственно, МПа										
As1	+11,6	-7,044	-7,571	-26,015	-39,402	-50,629	-62,585	-77,135	-88,65	-90,03	-92,463	
As2	+9,3	-5,198	-5,479	-13,367	-20,358	-25,047	-30,701	-38,595	-43,866	-43,211	-44,379	
As3	-10,0	9,74	11,44	87,83	132,03	179,53	224,2	269,7	314,3	331,10	340,0	
As4	-12,7	12,453	14,538	107,614	161,801	219,644	235,00	235,00	235,00	235,00	235,00	
Кривизны χ_x и удлинения ε_{oz} продольной оси балки												
$\chi_x \cdot 10^5$		40,11	45,49	2,75	4,13	5,56	6,93	8,37	9,73	10,17	10,45	
$\varepsilon_{oz} \cdot 10^5$		1,13	1,49	18,87	28,32	39,19	49,11	58,62	68,61	73,04	75,02	

Таблица 4.6 – Влияние уровня включенности в работу тонколистового профиля на характеристики НДС железобетонных балок конструкции системы МАРКО

№ п/п	Тип анкеровки профиля	σ_{s4} , МПа	Значения изгибающих моментов				Деформации	
			M_{crc} , кН·м	M_{ms4} , кН·м	$M_{u,i}$, кН·м	$M_{u,i} / M_{u,l}$	χ_x	ϵ_{oz}
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Балка без профиля	—	6,07	—	41,6	1,0	14,04	132,4
			0,14	—			1,0	1,0
2	Анкеровка по типу 3 (10 дюбелей, забиваемых в бетон)	70,5	6,64	18,36	66,1	1,59	9,9	71,07
			0,10	0,28			0,705	0,54
3	Анкеровка по типу 4 (2 загиба листов профиля, замоноличенные в бетоне)	61,0	6,25	17,44	63,6	1,53	10,17	73,05
			0,1	0,27			0,72	0,55
4	Анкеровка в комбинации: тип 4 + тип 3 (10 дюбелей в бетон + 2 загиба листов профиля, замоноличенные в бетоне)	131,0	6,93	29,28	73,1	1,76	11,0	78,9
			0,09	0,385			0,78	0,59
5	Полное использование несущей способности листового профиля (теоретически возможный случай)	235,0	7,1	51,4	78,08	1,88	10,2	79,0
			0,09	0,66			0,73	0,57

Примечания: 1. σ_{s4} – расчетные значения сопротивления металла листового профиля при принятом способе анкеровки, определяемые по формуле (4.42 - 4.45);

2. M_{crc} – величина изгибающего момента, соответствующая образованию первой трещины в бетоне растянутой зоны;

3. M_{ms4} – величина изгибающего момента, соответствующая достижению предела текучести в листовом профиле;

4. $M_{u,i}$, χ_x , ϵ_{oz} – величины соответственно изгибающего момента, кривизны в вертикальной плоскости и удлинения продольной оси балки в предельном состоянии, соответствующем началу разрушения;

5. Под чертой в колонках 4 и 5 – значения относительно соответствующей величин $M_{u,i}$, в колонке 7 и под чертой в колонках 8 и 9 – относительные значения в сравнении с балкой без листового профиля.

4. Балочный элемент тавровой формы поперечного сечения с дополнительным внешним тонколистовым армированием в предположении частичного включения в работу листа в растянутой зоне при применении анкерующих элементов по типу 4 (таблица 4.4, геометрические характеристики – соответственно балке Б-III-I в таблице 3.2).
5. Балочный элемент тавровой формы поперечного сечения с дополнительным внешним тонколистовым армированием в предположении частичного включения в работу листа в растянутой зоне при применении комбинации анкерующих элементов тип 3 + тип 4 (таблица 4.5, геометрические характеристики – соответственно балке Б-III-I в таблице 3.2).

Результаты расчетов свидетельствуют о том, что при ширине полки таврового сечения, соответствующей конструкции перекрытия системы МАРКО, напряжения в бетоне сжатой зоны не достигают значений прочности бетона на сжатие. Разрушение конструкций исследованного типа происходит вследствие достижения состояния текучести арматуры в растянутой зоне. При принятой в расчетах билинейной форме диаграмм деформирования сталей, арматурной и листовой, вычислительный процесс при достижении состояния текучести металла в листовом профиле и в стержневой арматуре растянутой зоны отвечает критерию несходимости. Значение изгибающего момента при достижении этого состояния принимается за величину несущей способности конструкции. Характерно, что достижение состояния текучести в наиболее растянутом слое, в листовом профиле, не является причиной разрушения конструкции, а только предпосылкой. Конструкция способна сопротивляться возрастающей нагрузке до достижения текучести в арматурном стержне.

Анализ результатов расчетов с применением нелинейной деформационной модели свидетельствует о следующем.

Расчетные значения моментов образования трещин $M_{\text{кр}}$ по абсолютным величинам были близки для всех балок и находились в диапазоне от 655 до 720

кг*м, что определялось, главным образом значением прочности бетона на растяжение. Для балок без листового профиля значения моментов образования трещин составили около 0,14, а для балок с армированием листовым профилем – порядка от 0,09 до 0,10 от несущей способности. Влияние внешнего листового армирования более существенно сказывается на приросте несущей способности.

Включение внешнего листового профиля в работу в составе несущих балок перекрытия способствует в значительной степени повышению их несущей способности. Эффективность включения профиля в работу зависит от способа анкеровки.

При условии полноценного включения листа внешнего профиля в работу (теоретически возможный случай) расчетное значение прироста прочности по нормальным сечениям достигает 88% (таблица 4.6).

Применение анкеровки по типу 4 с двумя заанкеренными со стороны каждой опоры в затвердевший бетон загибами листов размером 50 x 50 (мм), как наиболее простой в условиях строительной площадки, обуславливает повышение прочности балок на 53% в сравнении с балками без листового профиля.

Анкеровка профиля по типу 3 (по 10 дюбелей с каждой стороны балки, забиваемых в затвердевший бетон) способствует приросту прочности по нормальным сечениям на 59%.

Включение в работу листового профиля повышает жесткость сечений и способствует снижению прогибов на (22 – 29,5)% в сравнении с балкой без профиля.

В условиях строительной площадки возможно применение комбинированной системы анкеровки, включающей комбинацию (тип 4 + тип 3). Эффективность включения в работу листового профиля может быть повышена за счет увеличения количества забиваемых в бетон анкерующих дюбелей. Оценка расчетом эффективности такого включения может быть выполнена по формулам (4.42 – 4.45).

4.2 Развитие методов расчета сталежелезобетонных балочных элементов перекрытий по предельным усилиям

4.2.1 Расчет по образованию и раскрытию трещин

Развитие методики расчета заключается в учете вклада листа профиля соответственно типу анкеровки в несущую способность балочных элементов сборно-монолитного перекрытия.

Расчет железобетонных элементов перекрытия системы «МАРКО» по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, рекомендуется производить из условия:

$$M \leq M_{crc}; \quad (4.8)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

M_{crc} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

Момент образования трещин без учета неупругих деформаций бетона рекомендуется определять как для сплошного упругого тела 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} определяются с учетом листа профиля по формулам:

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha + I'_s \cdot \alpha + I_{sl} \cdot \alpha_{sl} \cdot \gamma_c \quad (4.9)$$

$$A_{red} = A + A_s \cdot \alpha + A'_s \cdot \alpha + A_{sl} \cdot \alpha_{sl} \cdot \gamma_c \quad (4.10)$$

В формулах (4.9), (4.10) коэффициентом γ_c учитывается степень включения листа профиля в работу:

$$\gamma_c = \sigma_y / R_s \quad (4.11)$$

Значения γ_c принимаются согласно таблице 3.3 соответственно типу анкерного крепления листа профиля к железобетонной балке.

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элементов, предлагается определять по формуле

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s, \quad (4.12)$$

где σ_s - напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки с учетом коэффициента γ_c различается в зависимости от типа анкеровки (1, 2, 3, 3а и 4);

l_s - базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами;

ψ_s - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами;

φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения.

Значение напряжения σ_s в растянутой арматуре изгибаемых элементов определяют по формуле [80]:

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - x)}{I_{red}}, \quad (4.13)$$

где I_{red} и x – момент инерции и высота сжатой зоны приведенного поперечного сечения, включающего в себя площадь поперечного сечения только сжатой зоны бетона и площади сечения растянутой и сжатой арматуры, умноженные на коэффициент приведения арматуры к бетону $\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}$.

При $M > M_{crc}$ выполняется расчет по раскрытию трещин.

Ширина раскрытия трещин в растянутой зоне в определяющей степени зависит от деформаций, диаметра и содержания арматуры. С повышением процента армирования и снижением диаметра арматуры ширина раскрытия трещин снижается. Важным фактором, влияющим на раскрытие трещин, является эффективность заанкерования арматуры в бетоне [73].

4.2.2 Расчет прогибов железобетонных элементов с внешним листовым профилем

Расчет железобетонных элементов перекрытий системы «МАРКО» по прогибам предлагается выполнять в соответствии с рекомендациями СП 63.13330.2018, при этом формулу для момента инерции приведенного поперечного сечения необходимо дополнить составляющей от листа профиля аналогично формулам (4.9) и (4.10).

Расчет железобетонных элементов по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult}, \quad (4.14)$$

где f – прогиб железобетонного элемента от действия внешней нагрузки;

f_{ult} – значение предельно допустимого прогиба железобетонного элемента.

Прогибы железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик железобетонного элемента в сечениях по его длине (кривизн, углов сдвига и т.д.).

В тех случаях, когда прогибы железобетонных элементов в основном зависят от изгибных деформаций, значения прогибов определяют по жесткостным характеристикам. Для изгибаемых элементов постоянного по длине элемента сечения без трещин прогибы определяют по общим правилам строительной механики с использованием характеристик жесткости поперечных сечений.

Кривизну изгибаемых элементов для вычисления их прогибов определяют для участков элемента без трещин в растянутой зоне, нормальных к продольной оси, и для участков элемента с трещинами в растянутой зоне.

Кривизна железобетонных элементов с трещинами и без трещин может быть также определена на основе деформационной модели.

Полную кривизну изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов определяют по формулам:

– для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2; \quad (4.15)$$

– для участков с трещинами в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3. \quad (4.16)$$

В формуле (4.13):

$\left(\frac{1}{r}\right)_1, \left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизны соответственно от непродолжительного действия

кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

В формуле (4.14):

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – 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.

Кривизну железобетонных элементов от действия соответствующих нагрузок определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D}, \quad (4.17)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки (с учетом момента от продольной силы N) относительно оси, нормальной плоскости действия изгибающего момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

D – изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле

$$D = E_{b1} \cdot I_{red}, \quad (4.18)$$

где E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки и с учетом наличия или отсутствия трещин;

I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом наличия или отсутствия трещин, а также с учетом действия внешнего профиля и различного типа анкеровки.

Жесткость железобетонного элемента на участках с трещинами в растянутой зоне определяют с учетом следующих положений:

- сечения после деформирования остаются плоскими;
- напряжения в бетоне сжатой зоны определяют как для упругого тела;
- работу растянутого бетона в сечении с нормальной трещиной не учитывают;
- работу растянутого бетона на участке между смежными нормальными трещинами учитывают посредством коэффициента ψ_s .

Жесткость железобетонного элемента D на участках с трещинами определяют по формуле (4.16) и принимают не более жесткости без трещин.

Значения модуля деформации сжатого бетона E_{b1} принимают равными значениям приведенного модуля деформации $E_{b,red}$.

Момент инерции приведенного поперечного сечения элемента I_{red} относительно его центра тяжести определяют по общим правилам сопротивления упругих элементов с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны, площадей сечения сжатой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s1} и растянутой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s2} по формуле

$$I_{red} = I_b + I_s \cdot \alpha_{s2} + I'_s \cdot \alpha_{s1}, \quad (4.19)$$

где I_b, I_s, I'_s – моменты инерции площадей сечения соответственно сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения.

Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону принимают равными:

– для сжатой арматуры

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}; \quad (4.20)$$

– для растянутой арматуры

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}}, \quad (4.21)$$

где $E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона;

$E_{s,red}$ – приведенный модуль деформации растянутой арматуры, определяемый с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами по формуле

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s}. \quad (4.22)$$

Значения коэффициента ψ_s определяют по формуле (8.138) СП 63.13330.2018, однако допускается принимать $\psi_s = 1$ и, следовательно, $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$.

4.2.3 Расчет по прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с внешним листовым армированием

При расчете прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента по нелинейной деформационной модели, в расчет вводятся прочностные и деформационные характеристики бетона и стали, ограничиваемые предельными деформациями.

Предельные усилия, воспринимаемые нормальными сечениями элементов конструкций, определяются, исходя из следующих предпосылок:

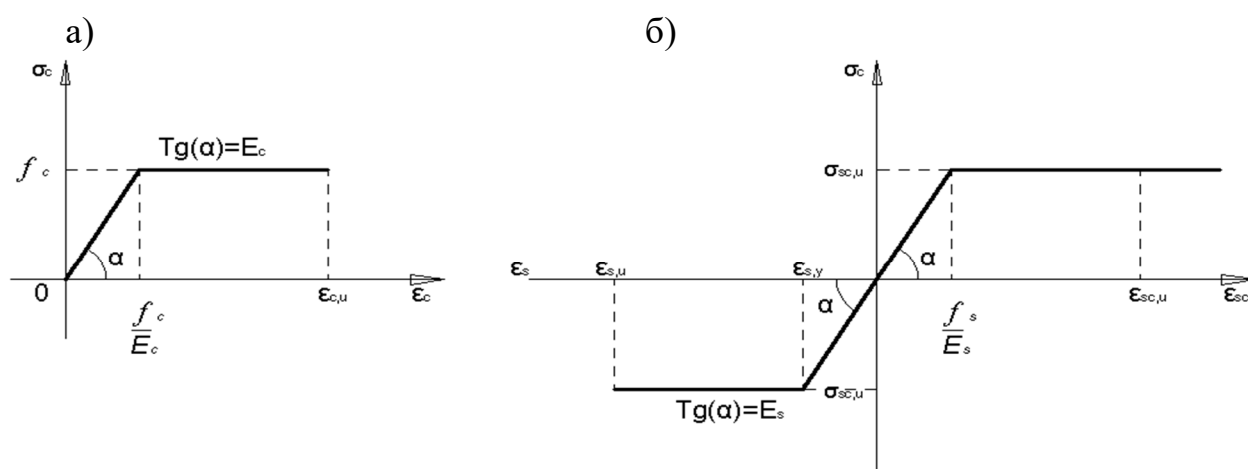
– связь между напряжениями и деформациями бетона и арматуры принимают в виде билинейных диаграмм (рисунок 4.2);

– для средних деформаций бетона и арматуры считается справедливым линейный закон их распределения по высоте сечений;

– расчетное сечение принимается со средней высотой сжатой зоны «х», соответствующей средним деформациям бетона и арматуры;

– исчерпание несущей способности расчетного сечения происходит при достижении деформациями крайних сжатых волокон бетона или растянутой арматуры предельных значений.

Прочность нормальных сечений зависит от степени использования сопротивления сжатого бетона и растянутой арматуры.



а – для бетона; б – для стали

Рисунок 4.2 – Диаграммы « σ - ε »

В рамках теоретического исследования проведены расчеты образцов балок сборно-монолитных перекрытий по прочности нормальных сечений согласно СП 63.13330.2018. На рисунке 4.3 представлена расчетная схема усилий в сечении, принятая для расчетов.

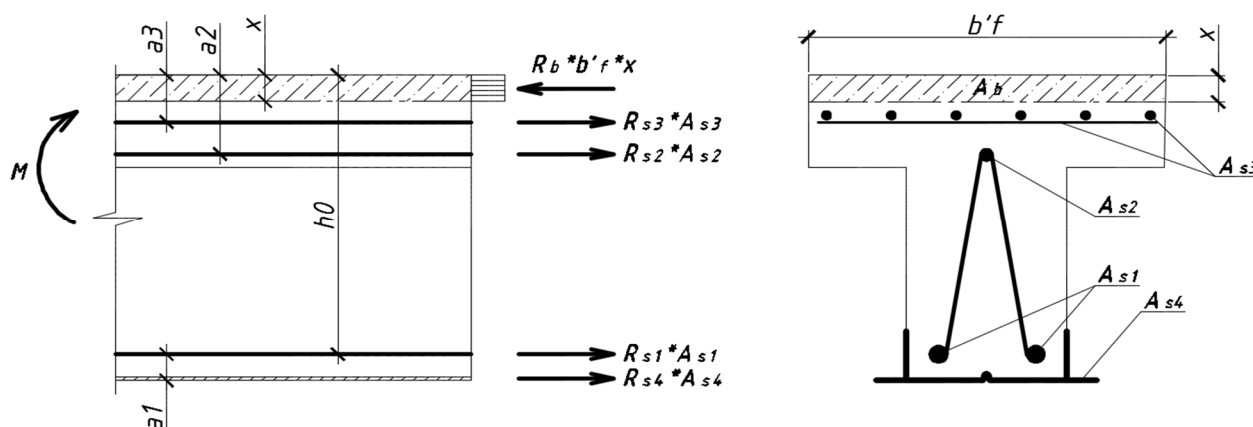


Рисунок 4.3. Расчетная схема усилий в сечении

Расчеты железобетонных конструкций согласно СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [99] производятся по методу предельных состояний первой группы, приводящих к полной непригодности эксплуатации конструкций или уменьшающих долговечность зданий и сооружений по сравнению с предусматриваемым сроком службы [73].

Расчет по прочности железобетонных элементов на действие изгибающих моментов следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси [80].

Предельные усилия в сечении железобетонного элемента, нормальном к продольной оси элемента, определяются на основе следующих предпосылок [59]:

- сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными призменной прочности R_b , равномерно распределенными по сжатой зоне сечения (т.е., рассматривается укороченная прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона, ограниченная линией, параллельной фактической нулевой линией);
- растягивающие напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению;
- сжимающие напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре принимают не более расчетного сопротивления R_{sc} .

Расчет нормальных сечений изгибаемых элементов следует производить на основе нелинейной деформационной модели, принимая $N=0$ [80].

Нелинейная деформационная модель использует уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элемента [80]:

$$M_x = \sum \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bxi} + \sum \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sxj}; \quad (4.23)$$

$$M_y = \sum \sigma_{bi} A_{bi} Z_{byi} + \sum \sigma_{sj} A_{sj} Z_{syj}; \quad (4.24)$$

$$N = \sum \sigma_{bi} A_{bi} + \sum \sigma_{sj} A_{sj}; \quad (4.25)$$

где M_x и M_y – изгибающие моменты от внешних сил относительно

выбранных и располагаемых в пределах поперечного сечения элемента координатных осей (соответственно действующих в плоскостях XOZ и YOZ или параллельно им);

$A_{bi}, Z_{bxi}, Z_{byi}, \sigma_{bi}$ – площадь, координаты центра тяжести i -го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести;

$A_{sj}, Z_{sxj}, Z_{syj}, \sigma_{sj}$ – площадь, координаты центра тяжести j -го стержня арматуры и напряжение в нем.

Результаты расчета зависят от соотношения между относительной высотой сжатой зоны $\xi = \frac{x}{h_0}$, определяемой из соответствующих условий равновесия, и граничным значением относительной высоты сжатой зоны ξ_R , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжений, равных расчетному сопротивлению R_s [59].

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны равно [80]:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (4.26)$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях равных R_s ;

ε_{b2} – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b .

Расчет элемента тавровой формы поперечного сечения зависит от положения нейтральной оси. При этом возможны два случая.

В первом случае нижняя граница сжатой зоны располагается в пределах полки. Во втором случае нейтральная ось пересекает ребро [73].

Расчеты в приложении к конструкциям исследуемого типа выполнены по первому случаю, так как во всех рассмотренных вариантах конструктивных решений перекрытий $x \leq h'_f$. Тавровые сечения, работающие по данному случаю, рассчитываются как прямоугольные шириной, равной ширине полки b'_f [73; 80].

Уравнение равновесия моментов рассмотрено относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры A_{s1} перпендикулярно плоскости изгиба (рисунок 4.3) [80]:

$$\sum N = 0 \rightarrow x = \frac{\sum R_{si} \cdot A_{si}}{R_b \cdot b'_f}; \quad (4.27)$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R; \quad (4.28)$$

$$\begin{aligned} \sum M = 0 \rightarrow M = R_b b'_f x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) - R_{s2} A_{s2} (h_0 - a_2) - \\ - R_{s3} A_{s3} (h_0 - a_3) - R_{s4} A_{s4} (h_0 - a_4) \end{aligned} \quad (4.29)$$

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

A_{si} – площадь арматуры A_{si} , см²;

x – высота сжатой зоны бетона, см;

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа.

Исходя из уравнения равенства моментов и усилий определены значения изгибающего разрушающего момента. Результаты представлены в таблице 4.7.

4.2.4 Расчет по прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов с внешним листовым армированием

Результаты экспериментальных исследований элементов конструкций сборно-монолитных перекрытий системы «МАРКО» свидетельствуют, что для элементов такой конструктивной системы характерно разрушение от совместного действия изгибающих моментов и поперечных сил в приопорной зоне по наклонной трещине.

Проверка условия несущей способности по наклонной полосе между трещинами при диапазоне нагрузок на сборно-монолитное перекрытие системы «МАРКО» $q = 0 \div 4250 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$ (рисунок 4.4):

$$Q = \frac{q \cdot b \cdot l}{2} \leq [0,3 \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0] = Q_{\text{сеч}} \quad (4.30)$$

Таблица 4.7 – Результаты сопоставления данных экспериментов с результатами расчетов по СП 63.13330.2018.

Опытные балки					
Балка I-I	Балка I-II	Балка II	Балка III-I	Балка III-II	Балка IV
Значения разрушающего изгибающего момента, в кг · м					
<i>Расчетные по методике СП 63.13330.2018</i>					
$\frac{2620}{65,2\%}$	$\frac{2620}{65,2\%}$	$\frac{2520}{62,5\%}$	$\frac{4720}{117,5\%}$	$\frac{4540}{107\%}$	$\frac{4620}{108,5\%}$
<i>Опытные данные</i>					
$\frac{4000}{99,0\%}$	$\frac{4040}{99,5\%}$	$\frac{4050}{100\%}$	$\frac{4620}{115,7\%}$	$\frac{6120}{155\%}$	$\frac{6330}{160\%}$
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>					
~750	~730	~750	~800	~820	~850
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

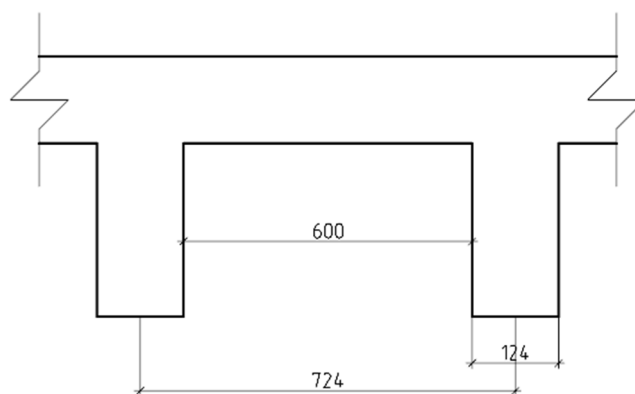


Рисунок 4.4 – Сборно-монолитное перекрытие системы «МАРКО»

Для всех диапазонов нагрузок на перекрытия прочность по наклонной полосе конструкций «МАРКО» обеспечена. Уровень использования несущей способности не превышает 18,5 % (таблица 4.8).

Таблица 4.8 – Выборка диапазонов нагружения (по поперечной силе Q) в балках сборно-монолитных перекрытий системы «МАРКО» в зависимости от высоты, длины и нагрузки

Высота h , мм	Длина L , м	Нагрузка q , кг/м ² (кН/м ²)	Максимальная разрушающая сила в сечении h , $Q = \frac{q \cdot b \cdot l}{2}$, кг (кН)	Расчетная несущая способность по $Q_{сеч}$, кг (кН)	$Q /$ $Q_{сеч}$
150	3,9 ÷ 9,9	200 ÷ 1600 (2 ÷ 16)	2 259 (22,59)	14 508 (145,08)	0,156
200	3,9 ÷ 9,9	400 ÷ 2500 (4 ÷ 25)	3 529 (35,29)	20 088 (200,88)	0,176
250	3,9 ÷ 9,9	600 ÷ 3300 (6 ÷ 33)	4 659 (46,59)	25 668 (256,68)	0,181
300	3,9 ÷ 9,9	750 ÷ 4100 (7,5 ÷ 41)	5 788 (57,88)	31 248 (312,48)	0,185
350	3,9 ÷ 9,9	900 ÷ 4250 (9 ÷ 42,5)	6 000 (60,00)	36 828 (368,28)	0,163

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия (рисунок 4.5)

$$Q = \frac{q \cdot b \cdot l}{2} - q \cdot b \cdot 2h_0 \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{sl} = Q_{сеч}, \quad (4.31)$$

где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции S на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении;

Q_{sl} – поперечная сила, воспринимаемая листовым профилем.

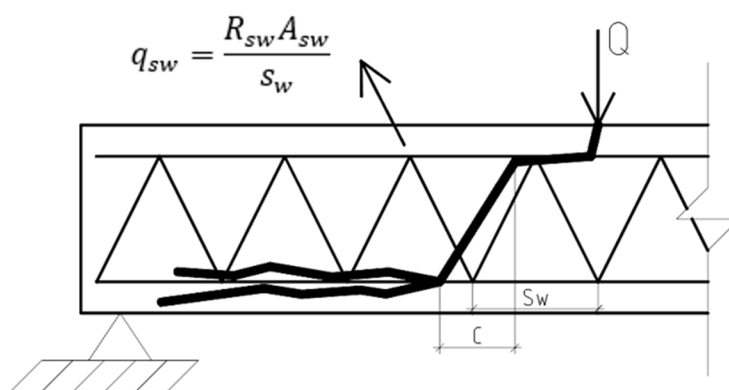


Рисунок 4.5 – Схема расчетных усилий в расчете по прочности наклонных сечений

Значение Q_b определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C} \leq 2,5 \cdot R_{bt}, \quad (4.32)$$

но принимают не более $2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ и не менее $0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$;

φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5.

Усилие Q_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяется по формуле

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C, \quad (4.33)$$

где φ_{sw} – коэффициент, принимаемый равным 0,75;

q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, равное

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} \quad (4.34)$$

Усилие Q_{sl} , воспринимаемое стальным профилем, определяется по формуле (для листов толщиной до 2мм):

$$Q_{sl} = \gamma_s \cdot R_{сдвиг} \cdot A_{sl}$$

$$R_{сдвиг} = \frac{0,58R_{yn}}{\gamma_m}$$

Расчет производится для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения C . Нормативными документами рекомендуется длину проекции C принимать не менее h_0 и не более $2h_0$ ($h_0 \leq 2h_0$).

Для всех диапазонов нагрузок на перекрытия прочность по наклонному сечению конструкций «МАРКО» обеспечена. Уровень использования несущей способности составляет около 90% (таблица 4.9).

Таблица 4.9 – Результаты проверки несущей способности по наклонному сечению

Высота h , мм	Длина L , м	Нагрузка q , кг/м ² (кН/м ²)	Максимальная разрушающая сила в сечении h , $Q = \frac{q \cdot b \cdot l}{2} - q \cdot b \cdot$ $2h_0$, кг (кН)	Расчетная несущая способность по $Q_{сеч}$, кг (кН)	$Q / Q_{сеч}$
150	3,9 ÷ 9,9	200 ÷ 1600 (2 ÷ 16)	1 958 (19,58)	2 274 (22,74)	0,861
200	3,9 ÷ 9,9	400 ÷ 2500 (4 ÷ 25)	2 878 (28,78)	2 987 (29,87)	0,964
250	3,9 ÷ 9,9	600 ÷ 3300 (6 ÷ 33)	3 560 (35,60)	3 699 (36,99)	0,962
300	3,9 ÷ 9,9	750 ÷ 4100 (7,5 ÷ 41)	4 126 (41,26)	4 411 (44,11)	0,935
350	3,9 ÷ 9,9	900 ÷ 4250 (9 ÷ 42,5)	3 969 (39,69)	5 123 (51,23)	0,775

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие изгибающих моментов производится из условия (рисунок 4.6):

$$M = \frac{q \cdot b \cdot l}{2} \cdot 2 \cdot h_0 - \frac{q \cdot (2 \cdot h_0)^2}{2} \leq M_s + M_{sw} + M_{sl} = M_{сеч}, \quad (4.36)$$

где M – момент в наклонном сечении с длиной проекции S 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 загрузение в пределах наклонного сечения;

M_s – момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0);

M_{sw} – момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0);

M_{sl} – момент, воспринимаемый листовым профилем.

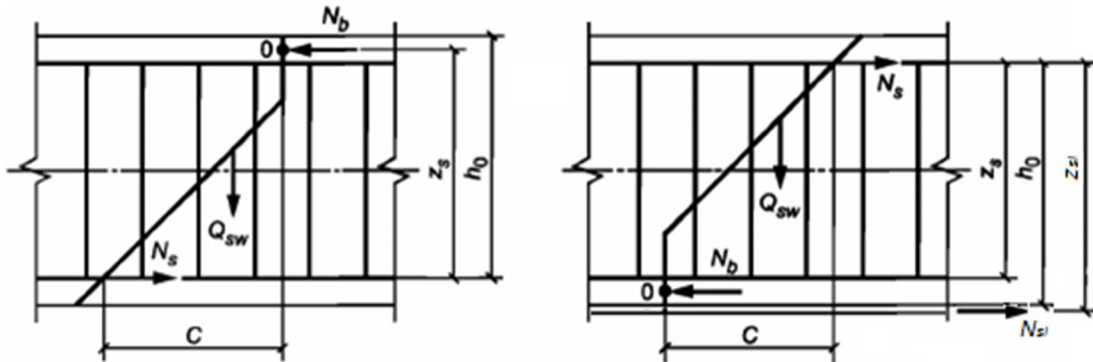


Рисунок 4.6 – Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие моментов

Момент M_s определяют по формуле

$$M_s = N_s \cdot z_s, \quad (4.37)$$

где N_s – усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным $R_s \cdot A_s$;

z_s – плечо внутренней пары сил; допускается принимать $z_s = 0,9 \cdot h_0$.

Момент M_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$M_{sw} = 0,5 \cdot Q_{sw} \cdot C, \quad (4.38)$$

где Q_{sw} – усилие в поперечной арматуре, принимаемое равным $q_{sw} \cdot C$;

q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, определяется по формуле (4.4), а C принимается в пределах от $1,0 h_0$ до $2,0 h_0$.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} \quad (4.39)$$

$$R_{sw} = 0,7 \cdot R_s \quad (4.40)$$

Момент, воспринимаемый тонколистовым профилем M_{sl} :

$$M_{sl} = N_{sl} \cdot z_{sl} = \gamma_c \cdot \sigma_{sl} \cdot A_{sl} \cdot z_{sl} \quad (4.41)$$

$$z_{sl} = h_0 + \frac{\delta}{2}$$

Результаты расчета представлены в таблице 4.10.

При принятых типоразмерах конструкций сборно-монолитных перекрытий «МАРКО» ($h = 150 \div 350$ мм; $L = 3,9 \div 9,9$ м; $q = 1600 \div 4250$ кг/м²) несущая способность по наклонному сечению на действие изгибающих моментов обеспечена (таблица 4.10).

Таблица 4.10 – Результаты проверки несущей способности по наклонному сечению на действие изгибающих моментов в зависимости от типа анкеровки стального профиля

Высота h , мм	Длина L , м	Нагрузка q , кг/м ² (кН/м ²)	Максимальный разрушающий момент в сечении $h, M = \frac{q \cdot b \cdot l}{2} \cdot 2 \cdot$ $h_0 - \frac{q \cdot (2 \cdot h_0)^2}{2}, \text{ кг} \cdot \text{м}$ (кН · м)	Расчетный несущий момент по $M_{сеч}, \text{ кг} \cdot \text{м}$ (кН · м)	$M /$ $M_{сеч}$
Тип 1					
150	3,9 ÷ 9,9	200 ÷ 1600 (2 ÷ 16)	548 (5,48)	1 732 (17,32)	0,316
200	3,9 ÷ 9,9	400 ÷ 2500 (4 ÷ 25)	1 153 (11,53)	2 513 (25,13)	0,459
250	3,9 ÷ 9,9	600 ÷ 3300 (6 ÷ 33)	1 890 (11,89)	3 359 (33,59)	0,563
300	3,9 ÷ 9,9	750 ÷ 4100 (7,5 ÷ 41)	2 776 (27,76)	4 269 (42,69)	0,650
350	3,9 ÷ 9,9	900 ÷ 4250 (9 ÷ 42,5)	3 289 (32,89)	5 243 (52,43)	0,627
Тип 2					
150	3,9 ÷ 9,9	200 ÷ 1600 (2 ÷ 16)	548 (5,48)	3 752 (37,52)	0,146
200	3,9 ÷ 9,9	400 ÷ 2500 (4 ÷ 25)	1 153 (11,53)	4 694 (46,94)	0,246
250	3,9 ÷ 9,9	600 ÷ 3300 (6 ÷ 33)	1 890 (11,89)	5 700 (57,00)	0,332
300	3,9 ÷ 9,9	750 ÷ 4100	2 776	6 771	0,410

		(7,5 ÷ 41)	(27,76)	(67,71)	
350	3,9 ÷ 9,9	900 ÷ 4250 (9 ÷ 42,5)	3 289 (32,89)	7 905 (79,05)	0,416
Тип 3					
150	3,9 ÷ 9,9	200 ÷ 1600 (2 ÷ 16)	548 (5,48)	2 598 (25,98)	0,211
200	3,9 ÷ 9,9	400 ÷ 2500 (4 ÷ 25)	1 153 (11,53)	3 448 (34,48)	0,334
250	3,9 ÷ 9,9	600 ÷ 3300 (6 ÷ 33)	1 890 (11,89)	4 363 (43,63)	0,433
300	3,9 ÷ 9,9	750 ÷ 4100 (7,5 ÷ 41)	2 776 (27,76)	5 341 (53,41)	0,520
350	3,9 ÷ 9,9	900 ÷ 4250 (9 ÷ 42,5)	3 289 (32,89)	6 384 (63,84)	0,515
Тип 3а					
150	3,9 ÷ 9,9	200 ÷ 1600 (2 ÷ 16)	548 (5,48)	2 309 (25,98)	0,237
200	3,9 ÷ 9,9	400 ÷ 2500 (4 ÷ 25)	1 153 (11,53)	3 137 (31,37)	0,368
250	3,9 ÷ 9,9	600 ÷ 3300 (6 ÷ 33)	1 890 (11,89)	4 028 (40,28)	0,469
300	3,9 ÷ 9,9	750 ÷ 4100 (7,5 ÷ 41)	2 776 (27,76)	4 984 (49,84)	0,557
350	3,9 ÷ 9,9	900 ÷ 4250 (9 ÷ 42,5)	3 289 (32,89)	6 004 (60,04)	0,548
Тип 4					
150	3,9 ÷ 9,9	200 ÷ 1600 (2 ÷ 16)	548 (5,48)	2 982 (29,82)	0,184
200	3,9 ÷ 9,9	400 ÷ 2500 (4 ÷ 25)	1 153 (11,53)	3 864 (38,64)	0,298
250	3,9 ÷ 9,9	600 ÷ 3300 (6 ÷ 33)	1 890 (11,89)	4 809 (48,09)	0,393
300	3,9 ÷ 9,9	750 ÷ 4100 (7,5 ÷ 41)	2 776 (27,76)	5 818 (58,18)	0,477
350	3,9 ÷ 9,9	900 ÷ 4250 (9 ÷ 42,5)	3 289 (32,89)	6 891 (68,91)	0,477

4.3 Предложения по повышению эффективности включения в работу элементов тонколистового стального профиля

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 легкобетонных вставок по бокам ребра осуществляется заданием соответствующих характеристик механических свойств газобетона.

Расчетное сопротивление металла листа прокатного профиля принимается по результатам испытаний на разрыв и корректируется 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:

$$\sigma_y = N / A_{sl} ; \quad (4.42)$$

Для элементов без дополнительных анкерных устройств (типа 1) учет клеящей способности цементного камня можно не производить, так как при уровне нагружения порядка 0,3 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:

$$N = n_b \cdot R_y \cdot d_b \cdot t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (4.43)$$

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:

$$N = A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (4.44)$$

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.

Путем изменения количества и диаметра болтов (дюбелей), а также площади участков загиба профиля в бетон возможно регулировать степень включенности стального профиля в несущую способность конструкций перекрытия.

Кроме того, в случае одновременного использования двух типов анкеровки (загибами профиля и дюбелями) величина напряжений внутри профиля может быть определена по формуле:

$$\sigma_y = N / A_{sl} = (A_n \cdot R_y \cdot \gamma_{cl} + n_b \cdot R_y \cdot d_b \cdot t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c) / A_{sl} \leq R_y \quad (4.45)$$

Значения коэффициента γ_c для каждого типа анкеровки представлены в таблице 3.3.

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 несущую способность 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 (4.6) и (4.7):

$$\sigma_y = N / A_{sl} = (A_n \cdot R_y \cdot \gamma_{cl} + n_b \cdot R_y \cdot d_b \cdot t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c) / A_{sl} \leq R_y \quad (4.46)$$

Значения коэффициентов условий работы профиля γ_c в составе железобетонной конструкции для исследованных типов анкерных креплений представлены в таблице 3.3.

4.4 Предложения по развитию методик расчета элементов сборно-монолитных перекрытий на примере системы «МАРКО» применительно к СТО-33051099.001-2015 [103]

В соответствии с проведенным исследованием было выявлено, что СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» [97] не применим к расчету тавровых железобетонных балок со стальным тонколистовым профилем.

Таким образом, расчет несущей способности балочных элементов перекрытия системы «МАРКО» высотой 250 мм таврового сечения выполнен по СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» с учетом различных примененных в исследовании типов анкеровки:

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

При расчете были приняты исходные данные согласно таблице 4.11.

По результатам экспериментального исследования несущей способности на сдвиг анкерных конструкций получены относительные величины напряжений в профиле на 1 элемент анкерного крепления в зависимости от его типа (γ_c – см. таблицу 3.3).

Для использования в расчете коэффициент γ_c перемножается на количество конструктивных элементов анкерного крепления (n_s):

- для типа 1 $\gamma_{slI} = 0$;

- для типа 2 $\gamma_{sl2} = 0,42$;
- для типа 3 $\gamma_{sl3} = 0,18$;
- для типа 3а $\gamma_{sl3a} = 0,12$;
- для типа 4 $\gamma_{sl4} = 0,26$.

Таблица 4.11 – Исходные данные

Параметр	Значение	Ед. измерения
Пределе текучести арматуры (R_s) и стального профиля (R_{sl})	235	МПа
Призменная прочность бетона (R_b)	27,3	МПа
Сечение арматуры (A_s), в т.ч.:	0,000551	м ²
A_{s1}	0,000226	м ²
A_{s2}	0,0000503	м ²
A_{s3}	0,0002744	м ²
Сечение стального профиля (A_{sl})	0,000325	м ²
Расстояние от края сечения до центра тяжести арматуры:		
a_1	0,037	м
a'_2	0,025	м
a'_3	0,045	м
Высота балки (h)	0,25	м
Ширина полки балки (b'_f)	0,73	м
Количество элементов анкерного крепления:		
n_{s1}	0	шт.
n_{s2}	6	шт.
n_{s3}	6	шт.
n_{s3a}	6	шт.
n_{s4}	2	шт.

Высота сжатой зоны бетонного сечения x определяется согласно формуле:

$$x = \frac{R_s A_s + \gamma_{sl} R_{sl} A_{sl}}{R_b b'_f} \quad (4.47)$$

Несущая способность расчетного сечения на действие изгибающего момента M определяется по формуле:

$$M = -R_s A_{s1} a_1 + R_s A_{s2} a'_2 + R_s A_{s3} a'_3 + R_b b'_f x \left(h - \frac{x}{2} \right) \quad (4.48)$$

Величина максимального изгибающего момента M_{max} находится по формуле:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} \quad (4.49)$$

Таким образом, максимальная интенсивность q равномерно распределенной нагрузки на перекрытие определяется по формуле: (4.50)

$$q = \frac{8M_{max}}{l^2}$$

По результатам расчета сформирована номограмма (рисунок 4.7). Номограмма показывает максимально допустимую нагрузку на перекрытие в зависимости от величины пролета и типа анкеровки, примененного в балочном элементе. Также в представленной номограмме показана несущая способность балочных элементов высотой 250 мм в зависимости от пролета и степени армирования согласно СТО 33051099.001-2015 «Типовые решения в конструкциях каркасно-балочных сборно-монолитных перекрытий «МАРКО» с блоками из газобетона.

Представленные в СТО 33051099.001-2015 данные о максимальной несущей способности были получены по результатам экспериментальных испытаний на базе ВНИИЖБ (г. Москва) модельной плиты перекрытий (толщина 250 мм, ширина 1620 мм, пролет 9 м).

На представленной номограмме (рисунок 4.7) сплошными линиями показаны данные по результатам расчета, пунктирными – принятые по СТО 33051099.001-2015.

По результатам расчета также выполнена оценка отношения влияния типов анкеровки на приращение несущей способности балочного элемента перекрытия (i):

$$\frac{M_i}{M_0} \cdot 100\% = i, \quad (4.51)$$

где M_0 – несущая способность балочного элемента без анкеровки.

Наилучшее приращение прочности получено по 2 типу анкеровки. Результаты оценки (i) представлены в таблице 4.12.

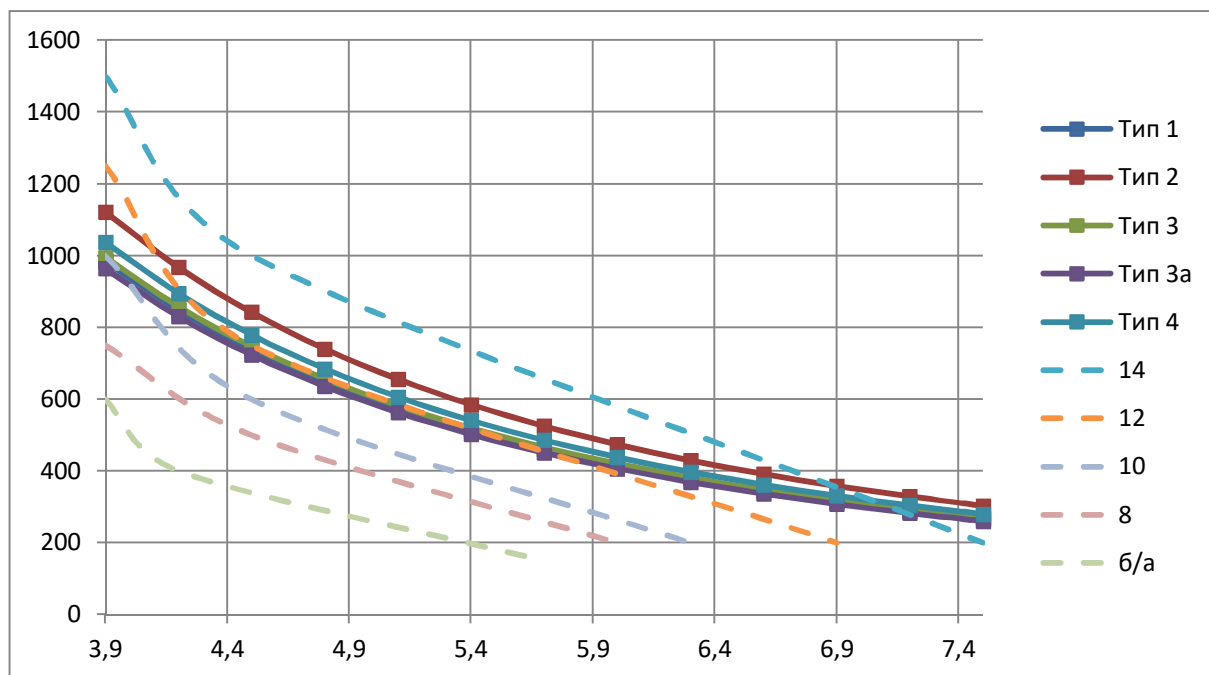


Рисунок 4.7 – Номограмма

Таблица 4.12 – Результаты оценки влияния типов анкеровки

Тип анкеровки	Тип 1	Тип 2	Тип 3	Тип 3а	Тип 4
Коэффициент $i, \%$	100	114	101	98	105

4.5 Выводы по главе 4

Сопоставление результатов расчетов по методикам СП 63.13330.2018 и нелинейной деформационной модели [99, 43] с результатами экспериментов свидетельствует о следующем:

1. В экспериментальных исследованиях 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 соответствующих значений для балок без профиля (табл. 3.2).

2. Значения моментов трещинообразования для балок всех типов примерно одинаковы (табл. 3.3) и составляют 0,12 – 0,19 от значений несущей способности.

3. Расчетные значения несущей способности балок по методике СП 63.13330.2018, 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. 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. Уровень эффективности влияния стального профиля на прочность и жесткость конструкций в значительной степени зависит от способа анкеровки листов профиля в бетоне конструкции.

5. При условии полноценного включения листа внешнего профиля в работу (теоретически возможный случай) расчетное значение прироста прочности по нормальным сечениям может достигать 88% (таблица 4.6).

6. Расчетные значения прогибов классических железобетонных балок (без стального профиля) достаточно близко соответствуют результатам опытов. Включение в работу в растянутой зоне балок листов профиля оказывает значимое влияние на величины прогибов балок (табл. 3.4), что свидетельствует о необходимости уточнения методики СП 63.13330.2018 [99] для расчета балок с внешним тонколистовым стальным профилем.

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 фактором является отсутствие экспериментально обоснованных методов расчета их деформаций и прочности.
2. Экспериментально установлено, что наличие стального профиля без специальной анкеровки в бетоне (балка III-I) повышает несущую способность на 15% выше, 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 практически не влияет на несущую способность тавровых балок сборно-монолитных перекрытий.
4. Значения момента трещинообразования для балок всех типов примерно одинаковы и составляют 0,12 – 0,19 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. 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. 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 ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ahmed I. M. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and eurocode design approaches / I. M. Ahmed, K. D. Tsavdaridis. – Текст : электронный // Journal of Constructional Steel Research. – 20A9. – Т. 155. – С. 286-300. – URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X18307296> (дата обращения: 26.04.2019).
2. Al-Sanea S. A. Two-dimensional Heat Conduction in a Composite Slab with Temperature-Dependent Conductivity / S. A. Al-Sanea // Journal of King Saud University - Engineering Sciences. – 1995. – Т. 7. – № 2. – С. 219-245.
3. Ataei A. Sustainable Design of Deconstructable Steel-Concrete Composite Structures / A. Ataei, M. A. Bradford, H. Valipour // Procedia Engineering. – 2016. – Т. 145. – С. 1153-1160.
4. Ayyadurai A. Behaviour of Steel-Concrete-Steel Sandwich Beams with Novel Enhanced C-Channels / A. Ayyadurai, B. Shanmugam, G. Ravindran // Buildings. – 2023. – Т. 8. – № 13.
5. Bílý P. Behavior of anchorage areas in the steel-concrete composite structure loaded by longitudinal shear forces / P. Bílý, J. Fládr, A. Kohoutková // Procedia Engineering. – 2017. – Т. 172. – С. 104-110.
6. Bond-slip performance of water cooling steel-reinforced high-strength concrete after high temperature / S. Pang, Y. Huang, Z. Chen, P. Ye // Case Studies in Construction Materials. – 2023. – Т. 19. – С. e02271.
7. CEN. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings / CEN. – Brussels, 2004.
8. CEN. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design / CEN. – Brussels, 2005.
9. CEN. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges / CEN. – Brussels, 2005.
10. 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. – Т. 14. – С. 1114-1122.

11. Derysz J. New Concept of Composite Steel-reinforced Concrete Floor Slab in the Light of Computational Model and Experimental Research / J. Derysz, P. M. Lewiński, P. P. Więch. – Текст : электронный // *Procedia Engineering*. – 2017. – Т. 193. – С. 168-175. – URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817327480> (дата обращения: 26.04.2019).

12. Experimental and Analytical Investigation on Flexural Behavior / H. S. C. Beams, H. Du, S. Yuan [и др.]. – 2023. – С. 1-15.

13. Experimental Performance Evaluation of Concrete-Filled Steel Tube Columns Experimental Performance Evaluation of Concrete - Filled Steel Tube Columns Confined by High - Strength Steel Bolts / H. S. Bolts, S. K. Alrebeh, A. D. Ahmed [и др.]. – 2023. – № July.

14. Experimental residual capacity of steel-reinforced concrete-filled steel tubular stub columns after fire exposure / D. Medall, C. Ibáñez, V. Albero [и др.] // *Thin-Walled Structures*. – 2023. – Т. 189. – С. 110900.

15. Experimental study on the flexural behavior of large- scale rectangular concrete-filled steel tubular beams / J. M. Flor, R. H. Fakury, R. B. Caldas, F. C. Rodrigues. – 2017. – Т. 10. – № 4. – С. 895-905.

16. Finite element modeling of square high-strength concrete short columns longitudinally reinforced with steel equal-angles under axial loading / M. Emara, M. Ahmed, M. N. Sheikh [и др.] // *Structures*. – 2023. – Т. 50. – С. 1653-1669.

17. Fire resistance of prefabricated monolithic slab / M. Gravit, E. Nedviga, N. Vinogradova, Z. Teplova. – Текст : электронный // *MATEC Web of Conferences*. – 2017. – Т. 106. – С. 02025. – URL: <http://www.matec-conferences.org/10.1051/matecconf/201710602025> (дата обращения: 26.04.2019).

18. Flexural performance of steel-concrete-steel sandwich beams with lightweight fiber-reinforced concrete and corrugated-strip connectors: Experimental tests and numerical modeling / H. Roshani, M. Yousefi, N. Gharaei-Moghaddam, S. H.

Khatibi // Case Studies in Construction Materials. – 2023. – T. 18. – C. e02138.

19. Gholamhoseini A. Long-term behavior of continuous composite concrete slabs with steel decking / A. Gholamhoseini, R. I. Gilbert, M. Bradford // ACI Structural Journal. – 2018. – T. 115. – № 2. – C. 439-449.

20. Holomek J. Experimental and Numerical Investigation of Composite Action of Steel Concrete Slab / J. Holomek, M. Bajer. – 2012. – T. 40. – C. 143-147.

21. Holomek J. Test Arrangement of Small-scale Shear Tests of Composite Slabs / J. Holomek, M. Bajera, M. Vilda // Procedia Engineering. – 2016. – T. 161. – C. 716-721.

22. Hysteresis performance of section steel reinforced concrete - filled rectangular stainless steel tubular columns / E. Xie, Y. Wang, Y. Bao [и др.] // SN Applied Sciences. – 2023. – № December 2022.

23. Investigation on axial resistance of steel reinforced concrete cross-shaped columns exposed to high temperature / Y. Wang, Z. Sun, Y. Gao [и др.] // Case Studies in Construction Materials. – 2022. – T. 17. – C. e01628.

24. Korsun V. I. Bearing capacity of reinforced T-beams with a steel profile / V. I. Korsun, N. A. Vinogradova, G. A. Shvets // Construction of Unique Buildings and Structures. – 2020. – T. 89. – № 4.

25. Kvočák V. Analysis of Encased Steel Beams with Hollow Cross-Sections / V. Kvočák, V. Kožlejová, D. Dubecký // Procedia Engineering. – 2012. – T. 40. – C. 223-228.

26. Lin Z. Composite action in Shallow Steel-beam-Concrete Composite decks / Z. Lin, G. Monti, Z. Wu // Engineering Structures. – 2023. – T. 286. – C. 116114.

27. Lowe D. Characterization of the Splitting Behavior of Steel-concrete Composite Beams with Shear Stud Connection ScienceDirect Characterization of the splitting behavior of steel-concrete composite beams with shear stud connection / D. Lowe, R. Das, C. Clifton. – 2014. – № December 2015.

28. Machacek J. Design of Shear Connection between Steel Truss and Concrete Slab / J. Machacek, M. Charvat // Procedia Engineering. – 2013. – T. 57. –

C. 722-729.

29. Mamdouh H. Strengthening of Concrete Columns Using Core Reinforced Bars and Steel Fibers / H. Mamdouh, N. Zenhoun, A. Essam // Case Studies in Construction Materials. – 2023. – C. e02415.

30. Mechanical properties of steel reinforced reactive powder concrete columns under axial compression / J. Gong, Y. Wang, S. Qu [и др.] // Case Studies in Construction Materials. – 2023. – Т. 18. – C. e01930.

31. Nádaský P. Steel-Concrete Composite Beams for Slim Floors—Specific Design Features in Scope of Steel Frames Design / P. Nádaský // Procedia Engineering. – 2012. – Т. 40. – C. 274-279.

32. Nonlinear finite element and analytical modelling of reinforced concrete filled steel tube columns under axial compression loading / H. F. Isleem, N. D. K. Reddy Chukka, A. Bahrami [и др.] // Results in Engineering. – 2023. – C. 101341.

33. Peyman S. Analytical and numerical study of concrete slabs reinforced by steel rebars and perforated steel plates under blast loading / S. Peyman, A. Eskandari // Results in Engineering. – 2023. – Т. 19. – C. 101319.

34. Prediction of the Bending Strength of a Composite Steel Beam-Slab Member Filled with Recycled Concrete Prediction of the Bending Strength of a Composite Steel Beam – Slab Member Filled with Recycled Concrete / M. C. Liejy, A. W. Al Zand, A. A. Mutalib [и др.]. – 2023. – № March.

35. Shrinkage Deformations of Composite Slabs with Open Trapezoidal Sheeting / M. A. Bradford, R. I. Gilbert, R. Zeuner, G. Brock // Procedia Engineering. – 2011. – Т. 14. – C. 52-61.

36. 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. – Т. 14. – C. 2420-2428.

37. Subhani M. Strengthening of steel-concrete composite beams with composite slab Strengthening of steel-concrete composite beams with composite slab / M. Subhani, M. Ikramul, R. Al-ameri. – 2020. – № January.

38. Szumigala M. An Numerical Simulation of an Aluminium-concrete Beam / M. Szumigala, Ł. Polus. – Текст : электронный // Procedia Engineering. – 2017. – Т. 172. – С. 1086-1092. – URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817306732> (дата обращения: 26.04.2019).
39. Szumigala M. Applications of aluminium and concrete composite structures / M. Szumigala, Ł. Polus // Procedia Engineering. – 2015. – Т. 108. – № 61. – С. 544-549.
40. Tahmasebinia F. Three-Dimensional FE Modelling of Simply-Supported and Continuous Composite Steel-Concrete Beams / F. Tahmasebinia, G. Ranzi // Procedia Engineering. – 2011. – Т. 14. – С. 434-441.
41. Thamrin R. Results in Engineering Shear capacity of reinforced concrete beams strengthened with web bonded steel bars or steel plates / R. Thamrin, A. Wahyuni // Results in Engineering. – 2023. – Т. 17. – № December 2022. – С. 100953.
42. Torsional Behavior of Steel-Concrete-Steel Sandwich Beams with Welded Stirrups as Shear Connectors / S. M. Saleh, F. H. Majeed, O. Al-salih, H. K. Hussain. – 2023. – Т. 9. – № 01. – С. 208-219.
43. Vladimir I. Korsun, Valeriy I. Morozov, Ashot G. Tamrazyan and Anatoly V. Alekseytsev. Nonlinear Deformation Model for Analysis of Temperature Effects on Reinforced Concrete Beam Elements // Buildings. 2023. (13). С. 1–16.
44. Абовская С. Н. Совершенствование сталежелезобетонной пространственной фермы покрытия «на пролет» / С. Н. Абовская // Пространственные конструкции в Красноярском крае. – 1983. – С. 27-33.
45. Абовская С. Н. Сталежелезобетонные конструкции (панели и здания) / С. Н. Абовская. – Красноярск : КрасГАСА, 2001. – 460 с.
46. Акбирова А. А. Применение сталежелезобетонных конструкций в отечественной и зарубежной строительной практике. Проблемы, которые могут возникнуть при производстве судебных строительно-технических экспертиз зданий, конструкции которых выполнены из сталежелезобетона / А. А. Акбирова // Аллея науки. – 2018. – Т. 19. – № 3.

47. Алексейцев А. В. Динамика фиброжелезобетонной плиты на податливых опорах при переменной по площади импульсной нагрузке / А. В. Алексейцев, Н. С. Курченко, С. А. Сазонова // Строительство и реконструкция. – 2022. – № 5. – С. 23-33.
48. Алмазов В. О. Проектирование сталежелезобетонных плит перекрытий по еврокоду 4 и российским рекомендациям / В. О. Алмазов, С. Н. Арутюнян // Вестник МГСУ. – 2015. – № 8. – С. 51-65.
49. Анализ работы комбинированных балок в широком диапазоне нагрузок / К. А. Будюшкина, В. С. Кузнецов, Ю. А. Мурлышева [и др.] // Инженерный вестник Дона. – 2018. – № 2.
50. Астахов И. В. Исследование работы сталежелезобетонных конструкций / И. В. Астахов, А. Ю. Кузнецов, Д. В. Морозова // Вестник гражданских инженеров. – 2017. – Т. 62. – № 3. – С. 15-20.
51. Бабалич В. С. Сталежелезобетонные конструкции и перспектива их применения в строительной практике России / В. С. Бабалич, Е. Н. Андросов // Успехи современной науки. – 2017. – Т. 4. – № 4. – С. 205-208.
52. Балуюев В. Ю. Автоматизированное оптимальное проектирование сталежелезобетонных перекрытий / В. Ю. Балуюев. – УГТУ, 2004. – 149 с.
53. Белуцкий И. Ю. Долговечность сталежелезобетонных пролетных строений автодорожных мостов на пути их реновации / И. Ю. Белуцкий, И. В. Лазарев // Транспортные сооружения. – 2022. – Т. 9. – № 4.
54. Боровиков А. Г. Оценка напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок со сквозной стенкой / А. Г. Боровиков, Н. А. Боровикова // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2015. – № 3. – С. 219-225.
55. Будюшкина К. А. Analysis of the operation of combined beams in a wide range of loads / К. А. Будюшкина // Инженерный вестник Дона. – 2018. – № 2.
56. Виноградова Н. А. Учет стального профиля в расчетах несущей способности сталежелезобетонных балок / Н. А. Виноградова // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г.

Шухова. – 2019. – № 12. – С. 26-33.

57. Виноградова Н. А. Исследования сталежелезобетонных изгибаемых конструкций (обзор) / Н. А. Виноградова, Г. А. Швец // Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. – 2020. – Т. 42. – № 1. – С. 114-127.

58. Глазунов Ю. В. Техничко-экономические исследования и область применения сталежелезобетонных конструкций / Ю. В. Глазунов // Коммунальное хозяйство городов. – 2008. – № 80. – С. 89-94.

59. Голышев А. Б. Железобетонные конструкции. Том I. Сопротивление железобетона / А. Б. Голышев, В. П. Полищук, В. Я. Бачинский. – Киев : Логос, 2001. – 420 с.

60. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – Москва, 2012.

61. ГОСТ 13015-2012. Изделия бетонные и железобетонные для строительства. Общие технические требования. Правила приемки, маркировки, транспортирования и хранения. – Москва, 2012.

62. ГОСТ 18105-2018. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности. – Москва, 2018.

63. ГОСТ 8829-94. Изделия железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. – Москва, 1994.

64. Грешкина Е. В. Задачи исследования влияния внешнего армирования на прочность стенки железобетонных балок / Е. В. Грешкина, В. П. Починок // Научные труды КубГТУ. – 2018. – № 1. – С. 55-70.

65. Замалиев Ф. С. Прочность и деформативность сталежелезобетонных изгибаемых конструкций гражданских зданий при различных видах нагружения / Ф. С. Замалиев. – КГАСУ, 2013. – 379 с.

66. Замалиев Ф. С. К расчету анкерных связей сталежелезобетонных конструкций / Ф. С. Замалиев, Э. Г. Биккинин // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2019. – Т. 49. –

№ 3. – С. 87-94.

67. Замалиев Ф. С. К расчету сталежелезобетонных плит подкрепленных ребрами / Ф. С. Замалиев, Э. Г. Биккинин // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – Т. 29. – № 3. – С. 27-31.

68. Замалиев Ф. С. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок таврового сечения / Ф. С. Замалиев, Э. Г. Биккинин // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – Т. 30. – № 4. – С. 134-138.

69. Замалиев Ф. С. К расчету сталежелезобетонного перекрытия как ортотропной плиты / Ф. С. Замалиев, Р. А. Каюмов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – Т. 27. – № 1. – С. 94-99.

70. Кибирева Ю. А. Application of structures made of steel-reinforced concrete / Ю. А. Кибирева, Н. С. Астафьева // Экология и строительство. – 2018. – № 2. – С. 27-34.

71. Клименко Ф. Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф. Е. Клименко. – Киев : Будівельник, 1984. – 88 с.

72. Козлов К. В. Изгиб неразрезной сталежелезобетонной балки с учетом нелинейной ползучести бетона / К. В. Козлов // Вестник гражданских инженеров. – 2011. – Т. 29. – № 4. – С. 59-64.

73. Колмогоров А. Г. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / А. Г. Колмогоров, В. С. Плевков. – Москва, 2009. – 512 с.

74. Конструктивные решения высотного здания «Лахта Центр» в Санкт-Петербурге / Е. А. Илюхина, С. И. Лахман, А. Б. Миллер, В. И. Травуш // Academia. Архитектура и строительство. – 2019. – № 3. – С. 110-121.

75. Крылов А. С. Численные расчеты сталежелезобетонных балок с учетом контактного взаимодействия стального сердечника с бетоном / А. С. Крылов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного

университета. – 2019. – № 21.

76. Кудинов О. В. Новый подход к оценке прочности сталежелезобетонных перекрытий / О. В. Кудинов // Concrete and reinforced concrete. – 2010. – Т. 563. – № 2. – С. 14-16.

77. Лыкова А. В. Анализ способов объединения бетона и стали в сталежелезобетонных мостах / А. В. Лыкова, Л. П. Абашева // Современные технологии в строительстве. Теория и практика. – 2016. – С. 86-91.

78. Мацелинский Р. Н. Сталежелезобетонные панели-оболочки / Р. Н. Мацелинский, А. Н. Якимов // Пространственные конструкции в Красноярском крае. – 1983. – С. 18-26.

79. Медведев В. Н. Долговечность и деформируемость стальных гибочных элементов с внешним листовым армированием / В. Н. Медведев, С. Д. Семенюк. – Текст : электронный // Инженерно-строительный журнал. – 2016. – Т. 63. – № 03. – С. 3-15. – URL: http://www.engstroy.spbstu.ru/index_2016_03/01.html (дата обращения: 26.04.2019).

80. Методическое пособие. Расчет железобетонных конструкций без предварительно напряженной арматуры / ред. Н. Н. Трекин. – Москва, 2015. – 283 с.

81. 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. – Т. 19. – № 7. – С. 56-58.

82. Монолитные перекрытия с профилированной листовой арматурой / Н. Я. Панарин, Н. М. Онуфриев, Р. В. Воронков, Ф. И. Баглтурия // Бетон и железобетон. – 1975. – Т. 238. – № 1. – С. 26-27.

83. Мосгипрониисельстрой. Рекомендации по проектированию, изготовлению и применению сталежелезобетонных ферм в сельскохозяйственном строительстве / Мосгипрониисельстрой. – Москва, 1979.

84. Напряженно-деформированное состояние фрагмента

сталежелезобетонного перекрытия в условиях огневого воздействия / В. А. Рыбаков, И. А. Ананьева, А. О. Родичева, О. Т. Огидан. – Текст : электронный // Инженерно-строительный журнал. – 2017. – Т. 74. – № 6. – С. 161-174. – URL: http://engstroy.spbstu.ru/index_2017_06/13.pdf (дата обращения: 26.04.2019).

85. Недвига Е. С. Системы сборно-монолитных перекрытий / Е. С. Недвига, Н. А. Виноградова // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2016. – Т. 43. – № 4. – С. 87-102.

86. Новиков В. Е. Прочность и жесткость сталежелезобетонных конструкций: часть 1. Математическая формулировка / В. Е. Новиков // Строительная наука и техника. – 2010. – № 2. – С. 49-54.

87. Новиков В. Е. Прочность и жесткость сталежелезобетонных конструкций: часть 2. Реализация и проверка / В. Е. Новиков // Строительная наука и техника. – 2010. – № 2. – С. 118-125.

88. О новом руководстве по проектированию сталежелезобетонных конструкций (в развитие СП 266. 13330. 2016 конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования) / С. Б. Крылов, В. А. Семенов, Д. В. Конин [и др.] // Academia. Архитектура и строительство. – 2019. – № 1. – С. 99-106.

89. Отечественный и зарубежный опыт исследований работы сталежелезобетонных конструкций на внецентренное сжатие / В. И. Травуш, Д. В. Конин, Л. С. Рожкова, А. С. Крылов // Строительство и реконструкция. – 2016. – Т. 67. – № 5. – С. 31-44.

90. Пекин Д. А. Плитная сталежелезобетонная конструкция / Д. А. Пекин // Архитектура и строительство России. – 2009. – № 8. – С. 20-37.

91. Плужникова Е. Н. Оценка экономической эффективности сталежелезобетонной структурной плиты / Е. Н. Плужникова, Ю. Н. Меняйло // Молодой ученый. – 2018. – Т. 190. – № 4. – С. 38-42.

92. Рационализация сечений сталежелезобетонных балок / Ю. П. Китов, Г. Л. Ватуля, М. А. Веревичева, С. В. Дериземля // Мосты и тоннели: теория, исследования, практика. – 2016. – № 10.

93. Результати експериментальних досліджень елементів збірних безбалкових сталезалобетонних перекриттів / Л. И. Стороженко, О. В. Нижник, О. В. Клестов, Д. В. Костоготов // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – 2010. – Т. 27. – № 2. – С. 49-54.
94. Румянцева И. А. Экспериментальные исследования работы выштамповок на изгиб / И. А. Румянцева // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2014. – № 6. – С. 71-75.
95. Серпик И. Н. Оптимизация металлических конструкций путем эволюционного моделирования: монография / И. Н. Серпик, А. В. Алексейцев. – Москва : АСВ, 2012. – 240 с.
96. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. – Москва, 2017.
97. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. – Москва, 2016.
98. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. – Москва, 2011.
99. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. – Москва, 2018.
100. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. – Москва, 2012.
101. Сталобетонные неразрезные ригели с внешним полосовым армированием / Ф. Е. Клименко, В. М. Барабаш, Ю. И. Орловский, А. С. Семченков // Бетон и железобетон. – 1985. – № 4. – С. 15-17.
102. Стельмах О. А. Особенности применения сталежелезобетонных конструкций с требуемым пределом огнестойкости / О. А. Стельмах, Л. В. Макаровская // Проблемы пожарной безопасности. – 2008. – № 24. – С. 186-193.
103. СТО-33051099.001-2015. Типовые решения в конструкциях каркасно-балочных сборно-монолитных перекрытий "МАРКО" с блоками из газобетона. – Дзержинский, 2015.
104. СТО 36554501-006-2006. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. – Москва, 2006.
105. СТО 57398459-035-2014. Плиты перекрытий зданий и сооружений

сталежелезобетонные с применением стальных профилированных листов. – Рязань, 2014.

106. СТО АРСС 11251254.001-018-4. Руководство по проектированию сталежелезобетонных конструкций. – Москва, 2018.

107. Стороженко Л. И. Дослідження та проектування сталезалізобетонних безбалкових і часторебристих перекриттів: монографія / Л. И. Стороженко. – Полтава : Дивосвіт, 2011.

108. Стройиздат. Рекомендации по проектированию предварительно-напряженных ригелей с внешним армированием для гражданских каркасных зданий с укрупненной сеткой колонн / Стройиздат. – Москва, 1976.

109. Стройиздат. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой / Стройиздат. – Москва, 1978.

110. Теплова Ж. С. Несущая способность балочных элементов сборно-монолитных перекрытий / Ж. С. Теплова. – Санкт-Петербург : СПбПУ Петра Великого, 2017. – 141 с.

111. Тесля В. А. Сталежелезобетонная плита СЖП-15 / В. А. Тесля, А. С. Гукин // Вестник КузГТУ. – 2005. – № 3. – С. 117-121.

112. Технология легких сталебетонных конструкций из пенобетона и фиброцементных листов / В. А. Рыбаков, Г. Л. Козинец, Н. И. Ватин [и др.].

113. Технология сборно-монолитных балочных железобетонных перекрытий с керамзитобетонными блоками / Н. И. Ватин, В. З. Величкин, Г. Л. Козинец [и др.] // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2018. – Т. 70. – № 7. – С. 43-59.

114. Тонких Г. П. Экспериментальное исследование сдвигового соединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий на угловых анкерных упорах / Г. П. Тонких, Д. А. Чесноков // Вестник МГСУ. – 2021. – Т. 16. – № 2. – С. 144-152.

115. Третьяков С. А. Сталежелезобетонные конструкции «на пролет» с безрулонной кровлей / С. А. Третьяков // Пространственные конструкции в Красноярском крае. – 1983. – С. 58-61.

116. Усиление сталежелезобетонных перекрытий предварительно напрягаемой стержневой арматурой / К. А. Будожкина, В. С. Кузнецов, Ю. А. Мурлышева [и др.] // Инженерный вестник Дона. – 2018. – № 2.

117. Филатов В. Б. Особенности работы и эффективное использование жесткой поперечной арматуры железобетонных балок / В. Б. Филатов, Ю. В. Жильцов // Известия Самарского научного центра Российской академии наук. – 2012. – Т. 5. – № 4. – С. 1325-1328.

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

119. Численное моделирование сталежелезобетонных гидротехнических сооружений / Г. Л. Козинец, С. Е. Лисичкин, С. В. Богаченко, А. В. Ивонтьев // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2011. – № 4. – С. 50-56.

120. Чихладзе Э. Д. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок / Э. Д. Чихладзе, А. Г. Кислов, А. В. Крухмалев // Вісн. Нац. ун-ту «Львів. політехніка». – 2010. – № 664. – С. 318-321.

ПРИЛОЖЕНИЯ

(справки, акт о внедрении результатов диссертационной работы, патенты)

Приложение А

1. Справка о внедрении в ООО «СМП МАРКО»

МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ ДЛЯ НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА, ДЛЯ РЕКОНСТРУКЦИИ, ДЛЯ ВАО		MONOLITHIC OVERLAP FOR NEW CONSTRUCTION, FOR RECONSTRUCTION, FOR YOU		
Исх: № _____ «__» _____ 202_г. Вх: № _____ «__» _____ 202_г.				
В диссертационный совет 24.2.380.01 при ФБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно- строительный университет»				
О внедрении результатов диссертационной работы				
СПРАВКА				
Результаты диссертационной работы соискателя Виноградовой Н.А. «Деформации и прочность железобетонных изгибаемых элементов сборно-монолитных перекрытий с тонколистовым стальным профилем» использованы при составлении стандартов предприятия ООО «СМП МАРКО» в части предложений по уточнению методики расчета прочности и деформаций сталежелезобетонных элементов перекрытий с листовым армированием системы «МАРКО» на основе результатов экспериментальных и теоретических исследований автора.				
Исполнительный директор		С.А. Африкантов		
Главный конструктор		В.М. Парахин		
<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"> Россия, 140090, Московская область, г. Дзержинский, Ул. Спортивная, д. 6. Тел: (495) 550-0000, 551-0000 E-MAIL: CENTER@SMP-MARKO.RU WWW.SMP-MARKO.RU WWW.MARKO.MOSKVA </td> <td style="width: 50%; text-align: right;"> Russia, 140090, Moscow Region, DZERZHINSKY, ST. SPORTIVNAYA, 6. Tel: (495) 550-0000, 551-0000 E-MAIL: CENTER@SMP-MARKO.RU WWW.SMP-MARKO.RU WWW.MARKO.MOSKVA </td> </tr> </table>			Россия, 140090, Московская область, г. Дзержинский, Ул. Спортивная, д. 6. Тел: (495) 550-0000, 551-0000 E-MAIL: CENTER@SMP-MARKO.RU WWW.SMP-MARKO.RU WWW.MARKO.MOSKVA	Russia, 140090, Moscow Region, DZERZHINSKY, ST. SPORTIVNAYA, 6. Tel: (495) 550-0000, 551-0000 E-MAIL: CENTER@SMP-MARKO.RU WWW.SMP-MARKO.RU WWW.MARKO.MOSKVA
Россия, 140090, Московская область, г. Дзержинский, Ул. Спортивная, д. 6. Тел: (495) 550-0000, 551-0000 E-MAIL: CENTER@SMP-MARKO.RU WWW.SMP-MARKO.RU WWW.MARKO.MOSKVA	Russia, 140090, Moscow Region, DZERZHINSKY, ST. SPORTIVNAYA, 6. Tel: (495) 550-0000, 551-0000 E-MAIL: CENTER@SMP-MARKO.RU WWW.SMP-MARKO.RU WWW.MARKO.MOSKVA			

2. Справка о внедрении при реконструкции в г. Мариуполе



Исх. № 26
от 29 февраля 2024 года

В диссертационный совет
24.2.380.01
при ФБОУ ВО «Санкт-Петербургский
государственный архитектурно-строительный университет»

О внедрении результатов
диссертационной работы

СПРАВКА

Результаты диссертационной работы соискателя Виноградовой Н.А. «Деформации и прочность железобетонных изгибаемых элементов сборно-монолитных перекрытий с тонкопистовым стальным профилем» использованы ООО «Компания МАРКО» при устройстве сталежелезобетонных сборно-монолитных перекрытий системы «МАРКО» в процессе реконструкции ряда зданий в различных регионах страны, в том числе при восстановлении нескольких объектов в г. Мариуполь (Приазовский государственный технический университет, пятиэтажный жилой дом по улице Артема 37, дом культуры «Молодежный»).

Генеральный директор ООО «Компания МАРКО»

автор технологии МАРКО

В.В. Мартынюк



www.marko.ltd
E-mail: atlant@marko.ltd

тел. +7 495 1-183-183
+7 812 425-6869

3. Акт о внедрении в СПбГАСУ



УТВЕРЖДАЮ:

декан Строительного факультета,

канд. техн. наук, доцент

А.Н. Гайдо

«27» февраля 2024 г.

АКТ

использования в учебном процессе материалов кандидатской диссертации
«ДЕФОРМАЦИИ И ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С ТОНКОЛИСТОВЫМ СТАЛЬНЫМ
ПРОФИЛЕМ» соискателя кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета
Виноградовой Натальи Анатольевны

Материалы диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук соискателя кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Виноградовой Натальи Анатольевны используются в лекционном курсе по дисциплине «Спецкурс по проектированию железобетонных конструкций» для студентов магистратуры по направлению подготовки по специальности 08.04.01 «Проектирование строительных конструкций зданий и сооружений» на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» СПбГАСУ.

Заведующий кафедрой ЖБК

канд. техн. наук, доцент

А.О. Хегай

«27» февраля 2024 г.

Приложение Б

1. Патент № 173486 «Элемент монолитного бетонного перекрытия»



2. Патент № 173487 «Элемент монолитного бетонного перекрытия»