

Министерство образования Республики Беларусь
Министерство образования и науки Российской Федерации
Государственное учреждение высшего профессионального образования
«Белорусско-Российский университет»

И. М. Кузменко, В. М. Фридкин

**ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Электронная библиотека Белорусско-Российского университета
<http://e.biblio.bru.by/xmlui/>



Могилев
«Белорусско-Российский университет»
2017

УДК 624.01

Рекомендовано к изданию Советом Белорусско-Российского университета
«18» ноября 2016 г., протокол № 4

Рецензенты:

д-р техн. наук, проф., зам. директора Института пути, строительства и сооружений
Московского государственного университета путей сообщения Императора

Николая II *Д. В. Долгов;*

д-р физ.-мат. наук, доц., доц. кафедры «Строительная механика»
УО «Белорусский государственный университет транспорта» *А. В. Яровая*

Кузменко, И. М.

Перспективы развития строительных конструкций инженерных сооружений : монография / И. М. Кузменко, В. М. Фридкин. – Могилев : Белорус.-Рос. ун-т, 2017. – 171 с. : ил.
ISBN 978-985-492-179-2.

В монографии рассматривается научно обоснованный опыт проектирования и внедрения в строительство перспективных технических решений. В основу разработок, выполненных под руководством авторов монографии, положена концепция создания конструкций на базе композитных несущих элементов строительных конструкций.

Предназначена для преподавателей, студентов, магистрантов и аспирантов высших учебных заведений, обучающихся по строительным и смежным специальностям, научных и инженерно-технических работников в области расчета, проектирования и строительства конструкций различного назначения.

УДК 624.01

ISBN 978-985-492-179-2

© Кузменко И. М., Фридкин В. М., 2017
© ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет», 2017

Введение

Создание эффективных инженерных сооружений в XXI в., современный уровень требований, предъявляемых к ним, предполагают использование новых принципов проектирования, основанных на инновационных инженерных решениях.

В последнем десятилетии XX в. и в первых двух десятилетиях XXI в. в Белорусско-Российском университете (г. Могилев, Республика Беларусь) и Московском государственном университете путей сообщения (МГУПС МИИТ) научно обоснован и реализован совместно с ОАО «Мостострой» (г. Минск) опыт проектирования и внедрения в строительство перспективных технических решений.

В основу разработок, выполненных под руководством авторов данной монографии, положены система критериев формообразования строительных конструкций и концепция анализа их технической безопасности [1, 2]. Система принципов формообразования реализована в предложенной Белорусско-Российским университетом концепции создания конструкций на базе **композитных несущих элементов строительных конструкций (КНЭСК)**. На КНЭСК получены патенты Российской Федерации и Республики Беларусь [3–5].

Использование КНЭСК в качестве несущих элементов обеспечивает:

- высокую конкурентоспособность в сравнении с традиционными подходами к проектированию мостов и путепроводов ввиду увеличения их срока службы и снижения стоимости изготовления и монтажа;
- высокую технологичность сварных сталежелезобетонных конструкций: применение прогрессивных методов сварки позволяет изготавливать монтажные блоки из КНЭСК в заводских условиях с использованием современных сварочных технологий и оборудования;
- снижение металлоемкости при сохранении высокой несущей способности конструкций;
- широкие возможности минимизации и даже исключения остаточных напряжений и использования в одном элементе различных по механическим свойствам материалов, таким образом, становится приемлемым управление напряженно-деформированным состоянием (НДС) несущих элементов и всей конструкции;
- разнообразие конструктивных форм несущих элементов и конструкций на их базе;
- повышенную безопасность подземных сооружений, например, безопасное хранение отходов атомной энергетики при использовании КНЭСК в конструкциях мультибарьеров типа вертикальных стволов малых атомных электростанций (АЭС) и хранилищ высокоактивных отходов (ВАО) и отработавшего ядерного топлива (ОЯТ).

На территории Беларуси уже спроектированы с применением КНЭСК, возведены и успешно эксплуатируются следующие объекты мостостроения: пешеходный мост через реку Дубровенка (г. Могилев, 2005 г.); уникальные автодорожные путепроводы в г. Минске (2008 г., реализация инновационного решения конструкции путепровода осуществлена на основе лицензионного договора на использование патента) и г. Гомеле (2011–2015).

Работы получили высокую оценку в Российской Федерации: дипломы и золотые медали IX Московского салона инноваций и инвестиций (г. Москва, 2009 г.), Петербургской технической ярмарки (г. Санкт-Петербург, 2013 г.).

Практическая реализация результатов исследований осуществлялась при активном участии ведущей организации Республики Беларусь в области мостостроения ОАО «Мостострой» (г. Минск), а также холдинга «Группа компаний Протос» (г. Могилев).

В монографии изложены основные результаты научных и конструкторско-технологических разработок, выполненных аспирантами и магистрантами Белорусско-Российского университета под руководством авторов: доктора технических наук, профессора кафедры «Мосты и тоннели» Института пути, строительства и сооружений Московского государственного университета путей сообщения Императора Николая II, советника Государственной академии архитектуры и строительных наук РФ, профессора Белорусско-Российского университета В. М. Фридкина и кандидата технических наук, доцента Белорусско-Российского университета И. М. Кузменко.

Разделы 6 и 7 написаны магистром технических наук, аспирантом кафедры СКЗС Белорусско-Российского университета Д. О. Кузменко; подразд. 8.3 – аспирантом кафедры «Мосты» ИПСС МГУПС МИИТ В. А. Грудским.

Авторы выражают благодарность рецензентам: Денису Владимировичу Долгову – доктору технических наук, профессору, заместителю директора Института пути, строительства и сооружений Московского государственного университета путей сообщения Императора Николая II и Анне Владимировне Яровой – доктору физико-математических наук, доценту, доценту кафедры «Строительная механика» Белорусского государственного университета транспорта за глубокий анализ содержания монографии, полезные советы и рекомендации, высказанные ими.

1 Современные проблемы и задачи развития конструктивных форм инженерных сооружений

1.1 Актуальные проблемы развития конструктивных форм

В начале XXI в. четко проявляются новые тенденции в создании строительных конструкций для ответственных сооружений различного назначения и в учете специфических особенностей их безопасной длительной эксплуатации. Имеют, например, место:

- увеличение размеров перекрываемых пролетов пространственных и линейно-протяженных сооружений (возводятся большепролетные общественные здания с пролетами до 200 м и более, например, спортивные арены, плавательные бассейны, велотреки, атриумы, выставочные и рыночные павильоны, проектируются мосты с главными пролетами свыше 2–3 км);

- увеличение высоты сооружений: высота жилых многоэтажных и многофункциональных зданий в городах достигает 150–200 м, а зданий-«небоскребов» – 500–550 м и более; проектируются здания высотой до 1000 м; высота ряда существующих антенных сооружений находится в интервале 400–1000 м, высота вытяжных башен химических предприятий – в области размеров до 400–600 м; за рубежом (в Австралии) проектируется башня для комплекса оранжерей и энергоустановок высотой 2000 м;

- проявление низкой «живучести» некоторых недавно построенных большепролетных и высотных зданий при реализации природных и техногенных опасностей, в том числе террористических угроз. Снижение «живучести» может проявляться также при недостаточном в ряде случаев внимании проектировщиков и строителей к специфическим требованиям обеспечения надежности сооружений, вмещающих и ежедневно размещающих в себе одновременно сотни, тысячи и десятки тысяч человек;

- значительный и все нарастающий износ сооружений, возведенных даже во второй половине XX в., не оправдавших надежд на их «безбедное» существование в течение многих десятилетий и требующих незамедлительной реконструкции, а в большинстве случаев – сноса и замены;

- необходимость развития транспортной сети в северном и северо-восточном направлениях в малонаселенной азиатской части России, включая строительство новых железнодорожных и автомобильных магистралей в полярных широтах, т. е. в зонах арктического и субарктического климата и вечной мерзлоты;

- как в России, так и в Беларуси имеется большая потребность в принципиально новых по параметрам обеспечения безопасности и долговечности инженерных барьерах. Они могут создаваться в составе комплексных природно-техногенных мультибарьеров для развития атомной

промышленности и энергетики, захоронения высокоактивных и среднеактивных атомных отходов и отработавшего ядерного топлива, а также других вредных долгоживущих веществ, порождаемых атомной, химической и нефтехимической отраслями промышленности;

- необходимость, в связи с нарастанием террористической угрозы, пересмотра концепции возведения защитных сооружений, в том числе пространственных большепролетных, над существующими ядерными, химическими и другими промышленными объектами как возможными мишенями для изолированных террористических атак;

- развитие идей и разработка пионерных проектов дальнейшего изучения и освоения дна морей и океанов на глубинах от десятков метров до 500–3000 м. Уже в первой половине XXI в. должны быть созданы подводные стационарные объекты для добычи углеводородов на глубинных участках шельфов. Такие подводные объекты могут использоваться также для извлечения полезных минералов из океанских вод. Для реализации этих планов необходимо создание новых сооружений и транспортных средств;

- необходимость совершенствования учебного процесса в вузах для выпуска новых поколений высококвалифицированных инженеров строительных специальностей, подготовленных к инженерной и организационной деятельности.

Существует ряд проблем развития железнодорожного транспорта в начале XXI в., касающихся проектирования и строительства инженерных сооружений.

Назрела потребность в увеличении объемов и скорости пассажирских перевозок, особенно в Европейской части России, за счет организации скоростного (до 200–250 км/ч) и высокоскоростного (до 300–400 км/ч) движения пассажирских поездов (из составов, на сегодняшний день, лишь зарубежного производства).

Необходима реконструкция многих искусственных водопропускных сооружений, эксплуатируемых даже еще с конца XIX в., а в основном – с первой половины XX в.

Требуется последовательная замена пролетных строений (железобетонных, сталежелезобетонных, металлических) мостов, включая путепроводы на транспортных развязках, а также несущих элементов водопропускных труб, в том числе металлических гофрированных, и труб-путепроводов.

Велики затраты на текущее содержание и ремонт железнодорожного пути, мостов, труб, путепроводов.

Для решения вышеописанных проблем и преодоления «узких мест» имеется ряд разнообразных российских и белорусских инновационных

наработок, в частности, по новым конструкциям и техническим решениям пролетных строений и опор мостов и др.

1.2 Задачи развития конструктивных форм инженерных сооружений

От строительной науки в связи с перечисленными ранее обстоятельствами сейчас и далее следует ожидать в первую очередь увеличения внимания к методологическим аспектам инженерного творчества.

Невозможно замыкаться в экстраполяции известных технических решений на более сложные условия возведения и эксплуатации новых объектов и увлекаться неактуальным и надуманным при создании ряда современных ответственных инженерных сооружений, пусть даже, на первый взгляд, и удовлетворяющих технологическим и социальным заказам инвестиционных программ.

Такие проекты не всегда далеко просчитаны, а часто вытекают из желания получить в кратчайшие сроки сверхвысокие доходы без рассмотрения длительных экологических, экономических и социальных последствий эксплуатации возведенных объектов.

Важнейшими задачами научного обеспечения решения современных проблем железнодорожного транспорта являются:

– локальные задачи, своим решением обеспечивающие достаточный уровень научно-технического прогресса в каждой из проблемных областей существования и развития железнодорожного транспорта, в том числе с использованием зарубежных исследований и разработок;

– системные задачи, решение которых обеспечит, по меньшей мере, уже в первой трети XXI в. интегрально высокие показатели технической, экологической и экономической безопасности железнодорожного транспорта.

Необходимо привлечение высокопроизводительных средств решения расчетных задач с использованием современных многопроцессорных компьютерных комплексов высокого и сверхвысокого быстродействия.

Должна быть обеспечена возможность научного обоснования и оптимизации инновационных технических решений. Такие решения могут быть использованы для создаваемых новых, рассчитанных на длительные сроки службы, и реконструируемых объектов инфраструктуры.

На основе разрабатываемых в Белорусско-Российском университете конструктивных форм несущих элементов возможно создание новейших решений для сборного железобетона и сталежелезобетона в развитие конструктивных идей КНЭСК, которые предполагается использовать в инженерных сооружениях новых мостов, водопропускных труб, тоннелей и др. сооружений.

В целом такой подход будет способствовать развитию искусственного интеллекта, а также формированию нового поколения научных кадров в фундаментальной и прикладной областях науки, обеспечивающих прогресс транспортной составляющей техники и экономики как Российской Федерации, так и Республики Беларусь.

1.3 Основные термины и определения

Некоторые термины и понятия, использованные в данной монографии, требуют разъяснений. Более подробно они рассмотрены в [1, 2]. Здесь приведем лишь толкование основных терминов.

Инженерное сооружение – сложная техническая система *взаимодействующих* строительных конструкций, технологического оборудования и объектов внешней среды. К последним относятся как природные объекты (геомассивы, водные акватории, воздушные и селевые потоки), так и, в случае сооружений для транспорта, технические системы подвижного состава, пользователи и персонал (участники движения), а также транспортируемые продукты. Далее в основном прилагательное «инженерное» в изложении опускается, поскольку понятие «сооружение» вне сферы инженерной деятельности не рассматривается (например, не используется понятие о «сооружениях» природного происхождения). В более узком смысле, обычно для объектов в областях транспорта и транспортного строительства, используется специфическое, сложившееся исторически понятие «искусственное сооружение», которое по определению понятия «инженерное сооружение» является одним из его частных случаев.

Мостовое сооружение – частный случай понятия «искусственное сооружение» – включает в себя понятие «транспортный мост» как *строительную конструкцию*, являющуюся *только одной из составляющих* введенного понятия «сооружение». Нередко, однако, происходит некорректное расширение понятия «мост», определенного ранее как *специфическая конструкция*, до уровня определения понятия «сооружение». Тем не менее введенные здесь термины создают четкую *однозначную* область понятий, необходимую для системного подхода в любой сфере знаний.

Одним из перспективных направлений создания эффективных инженерных сооружений в XXI в. является разработка инновационных технических решений *на базе системы принципов формообразования строительных конструкций*: наборов критериев выбора из некоторой совокупности конструктивных форм наиболее совершенных и эффективных решений.

Формообразование – процесс создания и развития конструктивных форм: создание новых и усовершенствование известных конструкционных материалов и на их основе создание новой техники и высокоэффективных

технологий, обновление нормативных требований к качественным и количественным критериям выбора конструктивных форм.

Под конструктивной формой понимается множество конструкций с однородным по материалам набором и одинаковой геометрической структурой несущих элементов и связей с внешней средой. При этом игнорируются количественные характеристики конструкций: их масштабы, соотношения размеров и т. п., но не физико-механические свойства материалов.

Несущий элемент – находящееся в статическом или динамическом равновесии твердое деформируемое тело, воспринимающее внешние воздействия и реакции связей с другими телами. Он может быть однородным или же состоящим из отдельных дискретных *деталей* и, возможно, окружающей эти детали континуальной твердой деформируемой среды (*матрицы*), соединение которых определяет геометрические размеры элемента.

Деталь – в строительной отрасли это, например, стальной каркас, арматура, закладной элемент и т. п.

Матрица – монолитный бетон или какой-то другой заполнитель.

Создание новых конструктивных форм в значительной мере стимулируется используемыми информационными технологиями, развитием механики, математики и экспериментальных методов.

2 Композитный несущий элемент строительных конструкций

2.1 Конструкторские решения при проектировании сталежелезобетонных плит

В строительной практике на момент разработки рассматриваемых конструктивных решений достаточно широко было распространено применение сталежелезобетонных плит, выполненных по профилированному настилу.

Такие плиты используются при строительстве многоэтажных производственных и общественных зданий со стальным каркасом, реконструкции зданий, устройстве пролетных площадок с большим числом технологических отверстий, в пролетных строениях путепроводов и мостов малых и средних пролетов.

Отличительной особенностью вышеприведенных конструкций является использование в основании плиты гофрированного листа (рисунок 2.1), который служит не только временной опалубкой для бетона, но и играет роль арматуры после его затвердевания (воспринимает растягивающие напряжения в поперечном сечении плиты). Таким образом, возможно обеспечение совместной работы композиции сталь – бетон.

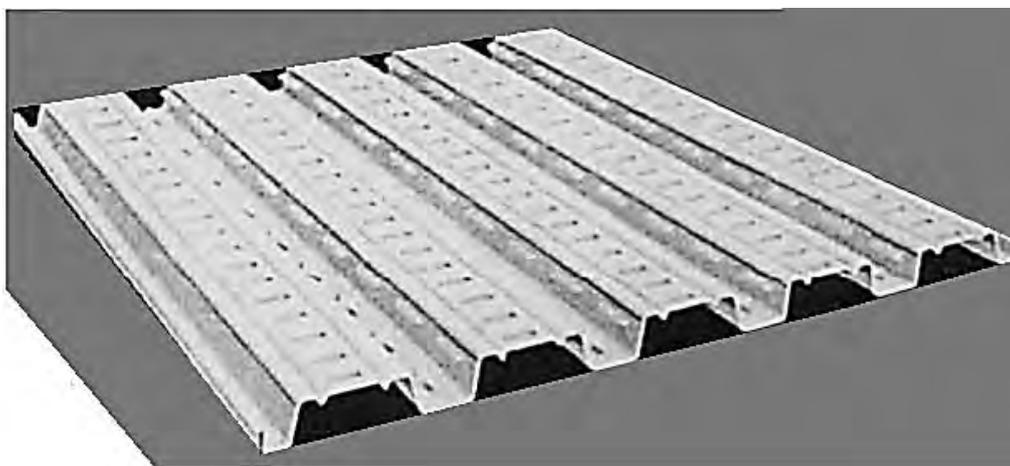


Рисунок 2.1 – Холодноштампованный гофрированный лист, использующийся в сталежелезобетонных плитах с бетонным наполнителем

Отечественными и зарубежными конструкторами предложено большое количество вариантов совместной модификации сталежелезобетонных плит.

Наибольшее распространение в странах Западной Европы, Британии, странах Северной Америки получили сталежелезобетонные *плиты*

клеточного типа (Cellular deck). Отличительной особенностью их является стальной лист, обеспечивающий создание технологических отверстий в толще листа, который расположен внизу и приварен к гофрированному настилу (рисунок 2.2).

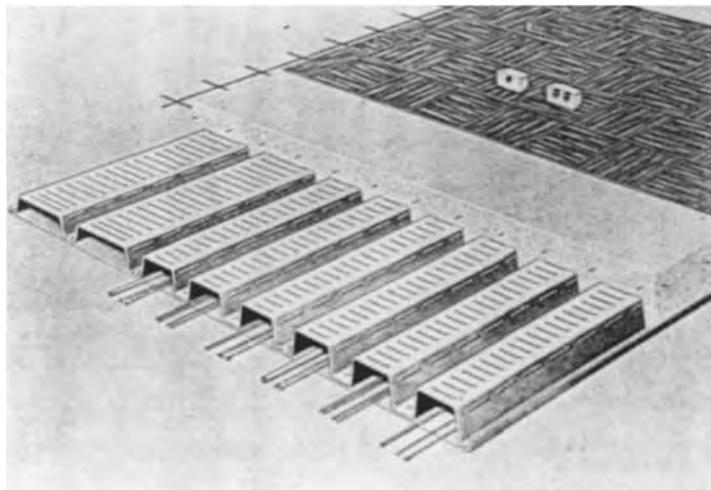


Рисунок 2.2 – Сталежелезобетонная плита клеточного типа

Необходимое количество технологических отверстий обеспечивается комбинированием плит клеточного и неклеточного типов. Такие конструкции называются *смешанными системами* (Blended system).

Особое внимание при проектировании рассматриваемых конструкций следует уделять соединению несущей конструкции с технологическими отверстиями, т. к. это место является наиболее слабым и обычно конструкция начинает разрушаться именно здесь. Также длина технологических отверстий должна быть меньше, чем длина несущих гофров.

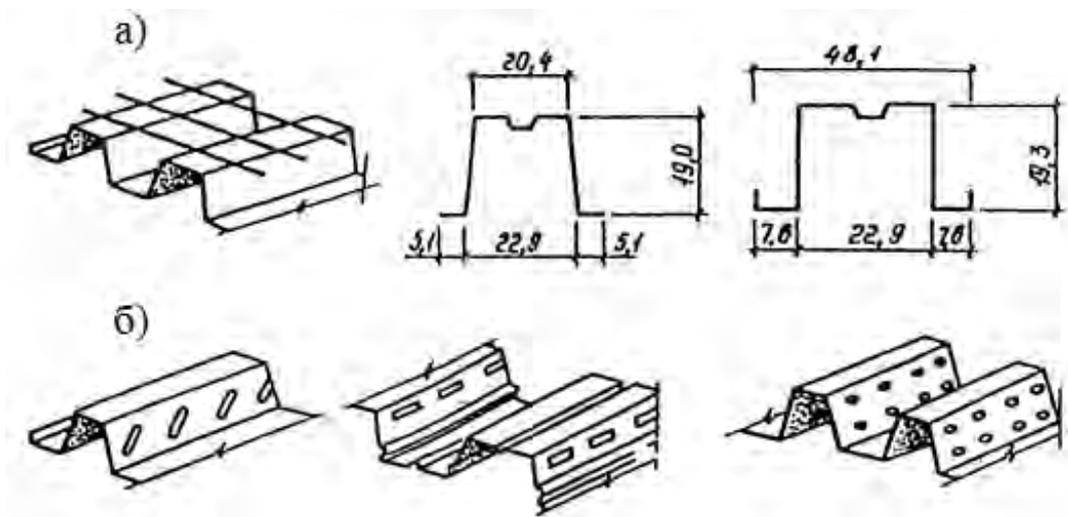
Общим элементом, объединяющим вышеописанные конструкции, является профилированный настил. Его, как правило, выполняют из гофрированных листовых профилей с монтажной шириной в пределах 550–1000 мм и длиной не более 15 м. Форма гофров высотой от 37 до 100 мм может быть различной. Но наибольшее распространение получили гофры с трапециевидным профилем (рисунок 2.3).

Применяются также настилы из одноволновых гнутых профилей П-образного сечения шириной 200–500 мм и высотой 75–745 мм.

Во Франции разработаны два типа волнистых профилированных настилов – Cofrasta-40 и Cofrasta-70 – для сталежелезобетонных перекрытий (рисунок 2.4).

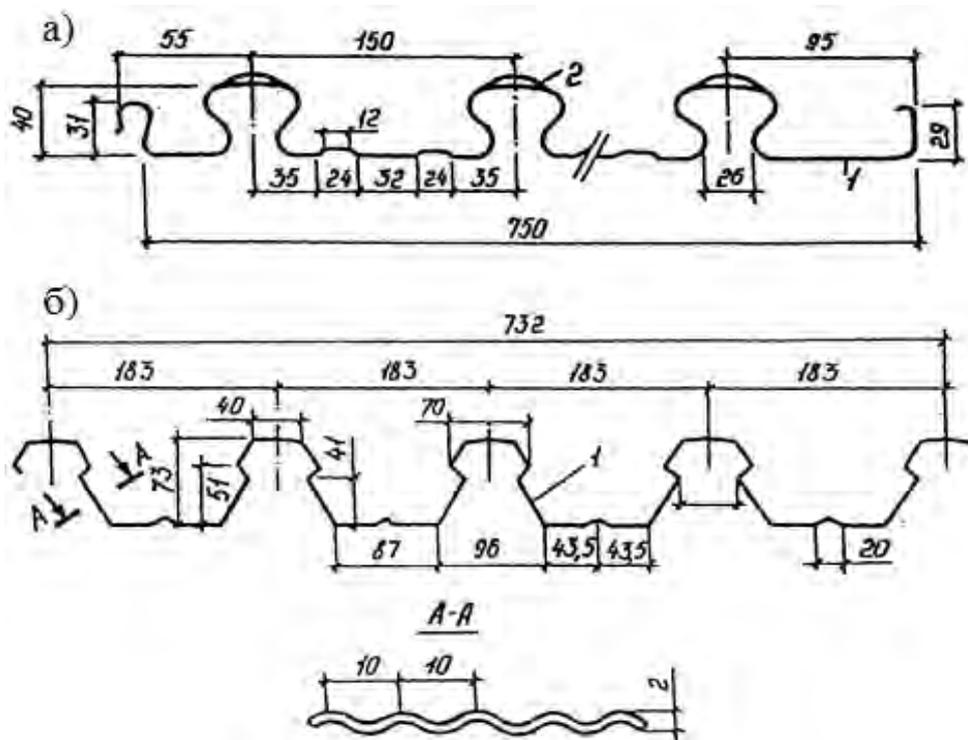
В профилированном настиле первого типа (высотой 40 мм) на верхних гранях имеются овальные выштамповки глубиной 3 мм, расположенные через 50 мм; в настиле второго типа (высотой около 70 мм) стенки

гофр выполнены волнистыми в поперечном направлении. В профилях второго типа шаг волн на стенках гофр составляет 10 мм, а их высота 2 мм. На продольных полках гофр выполнены продольные рифы жесткости высотой 2 или 4 мм.



а – гладкостенчатые много- и одноволновые; б – с выштамповками на стенках гофров

Рисунок 2.3 – Гофры с трапецевидным профилем



а – Cofrasta-40; б – Cofrasta-70

Рисунок 2.4 – Профилированные настилы волнистого профиля

В отечественной строительной практике в качестве несъемной опалубки для сталежелезобетонных плит используют профилированный настил из гофрированных листов толщиной не менее 0,8 мм по ГОСТ 24045-94. В качестве внешней арматуры монолитных сталежелезобетонных плит рекомендуется стальной профилированный настил марок Н80А-674-1,0 и Н80А-674-0,9, изготовленный из листовой стали толщиной 1,0 и 0,9 мм соответственно. Оцинкованная сталь, используемая для холодной прокатки при изготовлении профилированного настила, должна иметь предел текучести не менее 230 Н/мм² и соответствовать ГОСТ 14918-80. В качестве дополнительной арматуры, работающей на растяжение в пролете плиты или над опорами неразрезных и консольных плит, принимается стержневая арматура периодического профиля классов S400, S500.

Плиты с профилированным настилом имеют ряд преимуществ перед стандартной плитой, позволяющих использовать их в различных областях строительства. Однако стальной лист профнастила, имеющий малую толщину, требует подкрепления для повышения его жесткости.

Несущие элементы мостового полотна пролетных строений мостов и путепроводов традиционно выполняются из сборного железобетона. Хорошо известны и недостатки таких конструкций, которые связаны с фундаментальным недостатком бетона – неспособностью его воспринимать растяжение сколько-нибудь значительной величины.

2.2 Конструктивные решения сталежелезобетонных несущих элементов

Традиционно конструкция сталежелезобетонных элементов включает:

- главные балки или фермы;
- второстепенные балки;
- профилированный настил;
- слой монолитного бетона по настилу;
- элементы сцепления и анкерки;
- дополнительную стержневую арматуру.

При проектировании к ним предъявляются следующие требования:

- толщина защитного слоя бетона над профилированным настилом должна быть не менее 50 мм;
- толщина профиля настила принимается не менее 0,75 мм;
- высота анкерных стержневых упоров должна быть не менее трех их диаметров;
- диаметр анкеров принимается не менее 12 мм, но не более двух толщин полки балки, к которой они прикреплены;

- минимальное расстояние от вершин анкеров до верхней поверхности настила и монолитного слоя бетона принимается 30 и 20 мм соответственно;
- шаг установки анкеров по длине балки назначается не менее пяти их диаметров, но не более шести толщин плиты;
- расстояние между анкерами в поперечном направлении принимается не менее 3,5 их диаметров.

Профилированные листы укладывают на верхние пояса стальных балок или ферм, как правило, по одно-, двух- или трехпролетной схеме. Минимальная ширина опирания профилей высотой 38 и 50 мм принимается равной 50 мм, а для профилей высотой 75 мм – 65 мм.

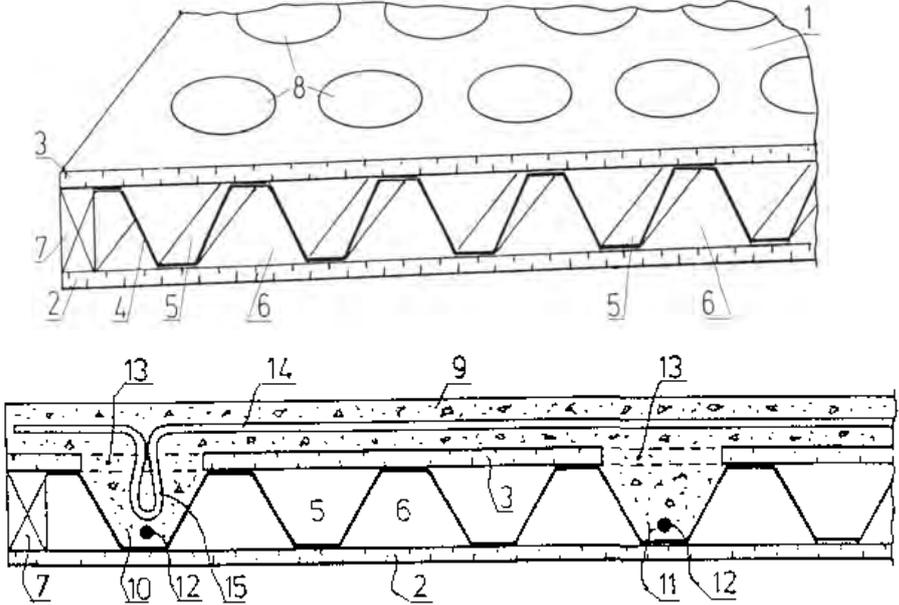
Конструкции данного типа имеют ряд недостатков, таких как повышенный расход металла, недостаточное сцепление стали с бетоном, низкие огнеупорные свойства плиты. Важным недостатком является и то, что профилированный настил служит лишь опалубкой под железобетонную плиту, а при наборе прочности только частично воспринимает нагрузку, что вынуждает использовать дополнительную стержневую арматуру.

Наиболее близкие к рассматриваемым композитным несущим элементам с точки зрения их преимуществ и недостатков конструктивные решения, которые имеют патентную защиту, представлены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Конструктивные решения, близкие к композитным несущим элементам, их преимущества и недостатки

Патент	Описание особенностей конструкции
1	2
RU 2211900 (E 04 C5/8)	<p><i>Арматурный элемент.</i> Элемент предназначен для компенсации потерь предварительного напряжения в арматуре строительных конструкций и выполнен в виде пустотелых элементов выпукло-вогнутого замкнутого контура. Вогнутости каждого элемента расположены симметрично относительно продольной оси.</p> <p>Арматура между соседними компенсаторами переплетена, изогнута по синусоиде относительно продольной оси с возможностью контактирования с вогнутостью каждого компенсатора. В полостях элементов могут быть размещены упругопластические вставки.</p> <p>Технический результат – увеличение несущей способности компенсатора, повышение работы при любых видах нагрузки, расширение области его использования</p>
RU 2154715 (E 04 B1/32)	<p><i>Арочная конструкция.</i> Предназначена для сооружения особо легких помещений преимущественно временного пребывания людей. Конструкция включает основание и закрепленный на нем каркас. Каркас выполнен в виде скрещивающихся (под прямым углом) поперечных и продольных несущих элементов.</p>

Окончание таблицы 2.1

1	2
	<p>Арочная конструкция снабжена системой дополнительных растяжек, каждая из которых симметрично соединяет противоположащие концы поперечных несущих элементов в диагональном направлении каркаса. Узлы соединений несущих элементов каркаса выполнены в виде гибких связок, закрепленных в местах скрещивания несущих элементов каркаса в диагонально-крестообразном порядке.</p> <p>Технический результат заключается в повышении технологичности и расширении области применения. Затраты на производство комплектующих и последующий монтаж снижаются на 20–50 %</p>
<p>RU 2122083 (E 04 C2/28)</p>	<p><i>Сталебетонный элемент.</i> Изобретение относится к строительным конструкциям, а именно к основным несущим элементам зданий и сооружений, в том числе машинных залов атомных электростанций, колоннам, балкам</p>
<p>United States PN 5,016,411</p>	<p><i>Элемент строительной конструкции и технология.</i> В данную строительную конструкцию входят две параллельные пластины 2, 3, соединенные между собой изогнутым стальным листом (профилированный настил 4 заводского изготовления), каналы 5, 6, которые заполняются бетоном, образуя бетонные ребра 10, 11. При создании данной конструкции может устраиваться дополнительный верхний слой бетона 9. Для соединения и омоноличивания конструкции плиты верхнего слоя 9 и бетонных ребер 13 в одной из плит устраиваются отверстия 12.</p>  <p>Данная конструкция имеет ряд недостатков, главный из которых – нецелостность бетонного массива, т. к. профилированный настил, расположенный между параллельными пластинами (2, 3), не может обеспечить надежного сцепления. Немаловажным недостатком являются трудности технологического изготовления и обеспечение равномерности заполнения пазов стального каркаса, т. к. область 6 после приварки профилированного настила остается закрытой, а нагнетание бетонной смеси происходит через технологические отверстия</p>

На основе анализа литературных источников и патентов предложена новая конструкция несущего элемента, которая в полной мере отвечает определению «композитный несущий элемент».

В профилированном настиле первого типа (высотой 40 мм) на верхних гранях имеются овальные выштамповки глубиной 3 мм, расположенные через 50 мм; в настиле второго типа (высотой около 70 мм) стенки гофр выполнены волнистыми в поперечном направлении.

При этом обеспечивается повышение долговременной антикоррозионной защиты, а также максимальная адгезия и механическое сцепление монолитного заполнителя с металлом за счет изменения конструктивной формы собственно металлической оболочки.

Фрагмент металлической оболочки подкреплён упрочняющими элементами, имеющими полости, которые расположены с одной или с обеих наружных поверхностей этой оболочки. Конструкция подкрепляется также и арматурой, размещённой в полостях упрочняющих элементов и вдоль них. В качестве заполнителя может быть использован бетон или фибробетон.

Арматурные стержни, жестко прикрепленные сбоку вплотную к свободным краям упрочняющих элементов, обеспечивают повышенное сцепление заполнителя с металлической оболочкой, что улучшает технологичность несущего элемента в целом.

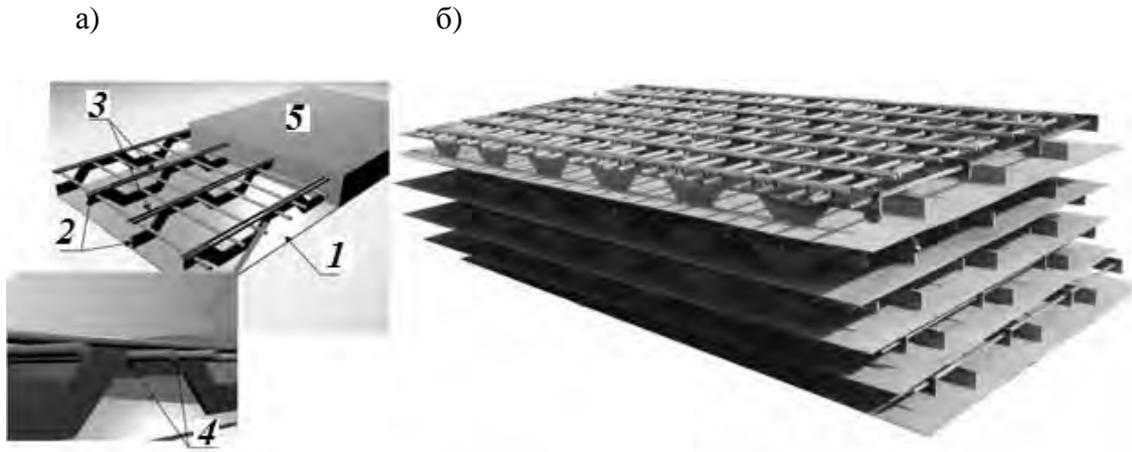
Большой выбор геометрических полостей и форм упрочняющих элементов позволяет за счет оптимизации конструктивных форм создавать композитные несущие элементы, конструктивная форма которых максимально учитывает конкретные условия эксплуатации, а использование покрытий и различных наполнителей еще больше расширяет эти возможности.

2.3 Конструктивные особенности композитного несущего элемента

Композитный несущий элемент строительных конструкций (КНЭСК) защищен рядом патентов Республики Беларусь и Российской Федерации [3–5].

Варианты конструктивного и заводского исполнений КНЭСК представлены на рисунке 2.5.

Формообразующий лист 1 обеспечивает: выполнение монтажа на высокопрочных болтах или сваркой и снижение трудоемкости омоноличивания монтажных стыков; герметичность вплоть до вакуумной; эксплуатацию в агрессивных средах; взрыво- и пожароустойчивость.



1 – формообразующий лист; 2 – листовая арматура; 3 – стержневая продольная арматура; 4 – стержневая поперечная арматура; 5 – наполнитель

Рисунок 2.5 – Варианты конструктивного (а) и заводского (б) исполнений КНЭСК

Листовая арматура 2 (ребристый упрочняющий элемент) дает возможность: повысить несущую способность конструкций; обеспечить готовность монтируемой конструкции воспринимать нагрузки без заполнителя и подмостей; снизить склонность заполнителя к образованию трещин; повысить уровень индустриализации изготовления конструкций.

Применение стержневой арматуры 3, 4 позволяет: повысить сцепление оболочечной арматуры с заполнителем; упростить создание предварительно напряженных конструкций.

Применение заполнителя 5 (бетоны и другие материалы – матрица) обеспечивает: повышенную устойчивость конструкции к потере несущей способности; эффективную коррозионную защиту оболочечной арматуры.

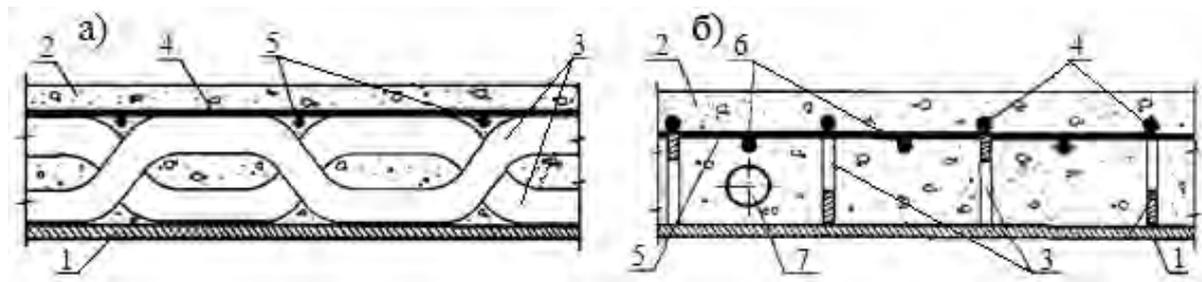
Позиции 1–4 объединяются сваркой в стальную составляющую КНЭСК (следуя принятой выше терминологии – деталь), которая изображена на рисунке 2.5, б. Бетонирование осуществлялось после выполнения монтажа металлической конструкции путепровода.

На рисунке 2.6 показаны сечения КНЭСК с односторонним расположением упрочняющих элементов и монолитного заполнителя: сечение вдоль упрочняющих элементов и поперечное сечение.

Разнообразная геометрия полостей и форм упрочняющих элементов обеспечивает благоприятные конструктивные условия для образования в заполнителе пустот и каналов, что позволяет устраивать внутри них различные коммуникации.

Определенный научный и практический интерес представляют возможности создания методики и технического обеспечения мониторинга

ответственных конструкций на основе новых КНЭСК в процессе их длительной эксплуатации. Суть системы мониторинга заключается в контроле напряженно-деформированного состояния конструкций с применением волоконно-оптических датчиков [6, 7]. Для установки таких датчиков можно использовать образованные в заполнителе пустоты и каналы, например позиция 7 (см. рисунок 2.6, б).



1 – формообразующий лист; 2 – заполнитель; 3 – листовая (фасонная) арматура; 4, 6 – стержневая продольная арматура; 5 – стержневая поперечная арматура; 7 – полость для прокладки коммуникаций

Рисунок 2.6 – Продольное (а) и поперечное (б) сечения КНЭСК

В Белорусско-Российском университете разработаны новые конструкции волоконно-оптических датчиков [8], которые позволяют увеличить их чувствительность, причем они не имеют проблем юстировки, а в качестве источника излучения могут использоваться не только лазер, но и светодиод, и лампа накаливания.

Конструкция волоконно-оптического датчика измерения деформации растяжения-сжатия содержит источник излучения, приемник излучения и волоконные световоды числом более одного, собранные в пучок, который на концах круглый, выполнен в виде волоконно-оптического жгута, и плоский в середине в области воздействия измеряемой физической величины, причем каждый волоконный световод в средней своей части свернут в одну петлю и закреплен на эластичной подложке.

Чувствительность датчика увеличивается за счет использования большого числа петель в одноканальном датчике и многих измерительных каналов, включенных параллельно (в виде жгута), в многоканальном.

В качестве источника излучения выступает лазер, а в качестве приемника излучения – ваттметр оптический поглощаемой мощности ОМЗ-65. Волоконный световод в полимерной оболочке с диаметром сердцевины 50 мкм и диаметром стеклянной оболочки 125 мкм, будучи чувствительным элементом, сворачивается в виде последовательности петель в средней своей части и закрепляется клеем на определенной длине эластичной подложки. Наибольшую чувствительность датчик дает при диаметре пе-

тель 4–5 мм. В свою очередь, эластичная подложка наклеивается на объект контроля.

Волоконно-оптический датчик работает следующим образом. При растяжении объекта контроля растягивается и эластичная подложка. При этом в волоконном световоде уменьшается радиус петли, что индуцирует преобразование мод и выход энергии мод высших порядков в оболочку и окружающую среду. Вследствие этого мощность излучения, попадающего на приемник излучения, снижается.

Пролетные строения мостовых конструкций работают в основном на изгиб. В наиболее нагруженных областях могут быть установлены волоконно-оптические датчики изгибной деформации, которые по конструкции аналогичны описанным ранее. От бетона датчики защищаются специальными кожухами.

Стержневая арматура испытывает деформацию растяжения. На продольную стержневую арматуру также возможна установка соответствующих волоконно-оптических датчиков деформации растяжения.

У волоконно-оптических датчиков имеется ряд несомненных преимуществ по сравнению с традиционными датчиками:

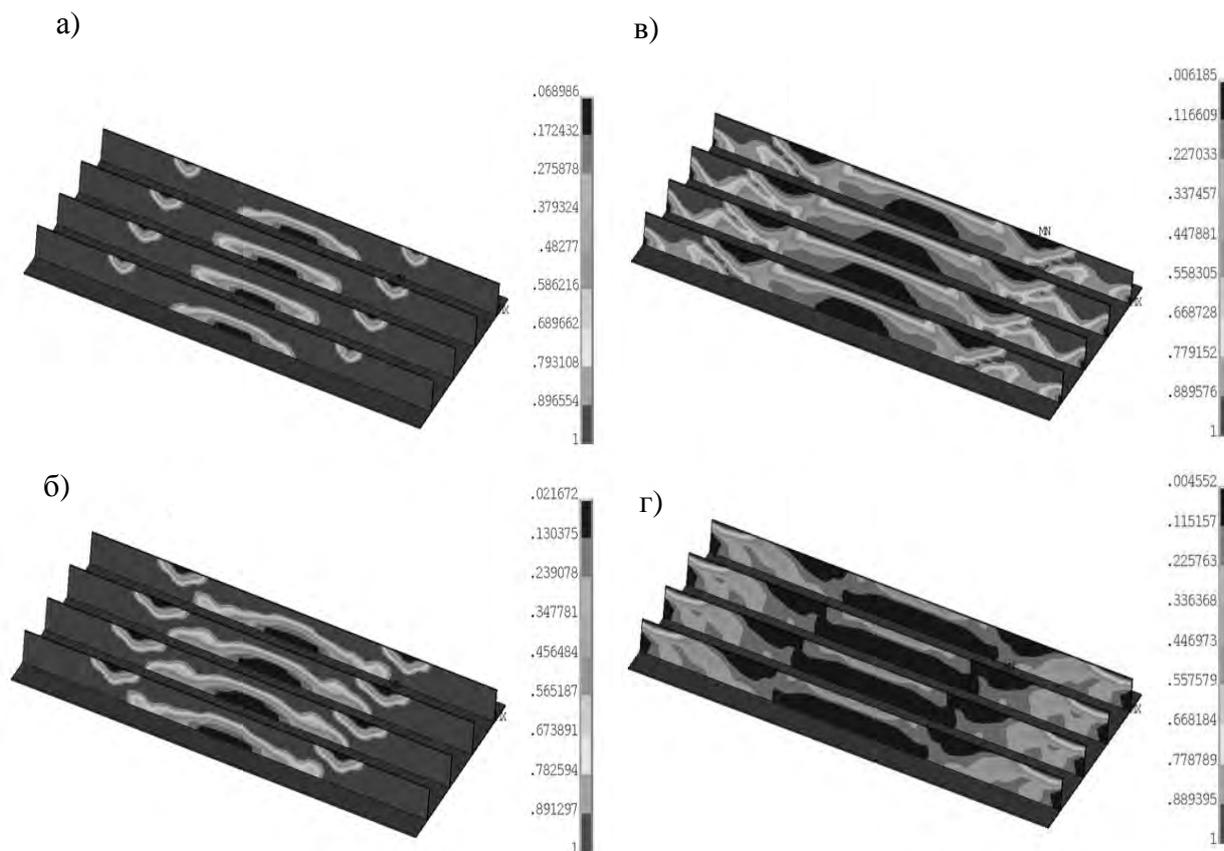
- метод установки и способ эксплуатации, не требующие разрушения конструкции;
- долговечность, определяемая долговечностью основного компонента, а именно кварца;
- однозначность (единственность) трактовки результатов;
- дистанционный режим контроля позволяет организовать удаленное место расположения оператора до нескольких километров от объекта контроля, а при условии связи с ПК и выхода в сеть Интернет – в любой точке страны;
- отсутствие в чувствительном элементе электрического питания или каких-либо электрических цепей, что создает возможность эксплуатации в условиях повышенной пожаро- и взрывоопасности без риска возникновения аварийных ситуаций;
- возможность измерения с заданной точностью в условиях воздействия мощных электромагнитных полей, высокого уровня радиации, химически агрессивных сред.

Системы мониторинга на базе волоконно-оптических датчиков, обладая высокой точностью и «неприхотливостью» с точки зрения стабильности, долговечности и режима работы в сложных условиях эксплуатации, во многих случаях не имеют конкуренции как инструмент контроля уровня безопасности и позволят увеличить долговечность и экономичность конструкций и сооружений различного назначения.

2.4 Топологическая оптимизация металлической составляющей КНЭСК

Топологическая оптимизация является оптимизацией формы, позволяющей получить наилучшее расположение материала конструкции при заданном снижении массовых характеристик. Критерием оптимального расположения материала может служить либо минимальная податливость, либо максимальное значение низшей частоты собственных колебаний конструкции. Результатом проведения топологической оптимизации является распределение «псевдоплотностей» материала.

Несущая способность КНЭСК определяется его металлической составляющей, включающей опорный лист и фасонную арматуру. Опорный лист для выполнения функции опалубки при бетонировании должен быть сплошным. Поэтому оптимизировать возможно лишь геометрию фасонной арматуры. Топологическая оптимизация выполнена для фасонных элементов армирования [9] (рисунок 2.7).



а – на 10 %; б – на 20 %; в – на 50 %; г – на 80 %

Рисунок 2.7 – Распределение плотностей материала при уменьшении массы металлической составляющей

Исходной формой элементов армирования является прямоугольная форма, т. е. в качестве начальных условий задано лишь положение армирующих элементов.

Эволюция формы стержневой арматуры при уменьшении массы металлической составляющей в диапазоне от 10 до 80 % (см. рисунок 2.7) проанализирована на примере плиты КНЭСК с двусторонним жестким опиранием, нагруженная давлением, которое равномерно распределено по поверхности опорного листа.

Результаты топологической оптимизации подтверждают правильность выбора конструктивной формы листовой арматуры – с периодически повторяющимися полостями.

2.5 Конкуренентные преимущества КНЭСК

Особенности конструкции элемента и применение современных технологий обеспечивают:

- возможность выполнения монтажа на высокопрочных болтах или сваркой и, как следствие, создания быстровозводимых конструкций;
- минимальную протяженность монтажных сварных швов;
- упрощение создания сложных пространственных форм;
- выполнение оболочечной арматурой функции несъемной опалубки и подпорных систем;
- сведение к минимуму недостатков сталежелезобетонных и сварных оболочечных конструкций;
- высокий уровень индустриализации производства.

КНЭСК обладает высокими показателями сопротивления тепловым воздействиям, водонепроницаемости и герметичности, повышенными адгезионными свойствами, радиационным экранированием. Позволяет создавать быстровозводимые конструкции с теми же специфическими свойствами. Широкий охват области применения КНЭСК обусловлен универсальностью используемых в нем материалов.

Принципиальная новизна заключается в том, что КНЭСК является композиционной структурой, объединяющей твердеющий заполнитель, прежде всего современный бетон, с металлом за счет подключения в систему, наряду с разными видами заполнителя и стержневой арматуры, еще и листового стального проката [10, 11].

Предлагаемая технология превосходит имеющиеся аналоги по экономичности и технологичности, в том числе и по обеспечению экологической и антитеррористической безопасности.

Конструктивно-технологические преимущества плит на базе КНЭСК, по сравнению со стандартными сталежелезобетонными плитами, представлены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Сравнительный анализ плит на базе КНЭСК и стандартных плит

Требование к эксплуатации	Сталежелезобетонная плита на базе КНЭСК	Стандартная сталежелезобетонная плита, выполненная по профнастилу
<i>Характеристики конструктивных особенностей</i>		
Особенности совместной работы стального настила с монолитным бетоном плиты	Совместная работа обеспечивается жестким защемлением фасонной арматуры в бетон. Стальной лист и бетон работают совместно до разрушения конструкции	Совместная работа обеспечивается адгезией бетона, а также выштамповками разной формы. Стальной настил работает совместно с бетоном до момента нарушения сцепления арматуры с бетоном
Несущая способность	Стальной лист полностью выполняет несущую функцию вследствие прочного сцепления бетона и оболочки и расположения листа в растянутой зоне. В обеих конструкциях плит дополнительно требуется устройство гибких упоров	Стальной лист (профилированный настил), имея пазы, лишь частично выполняет несущую функцию, а прочность сцепления определяет несущую способность плиты
Огнестойкость конструкции	В КНЭСК температурное поле распределяется равномерно по всему сечению. В обеих конструкциях плит применяются огнезащитные обмазки	Наличие гофров приводит к нелинейному поведению конструкции при высоких температурах, что требует дополнительных мер по огнезащите конструкции
<i>Характеристики особенностей технологии изготовления</i>		
Технология изготовления и монтажа	Стальная составляющая (лист, фасонная и стержневая арматура) изготавливается в заводских условиях с использованием сварки. После монтажа всей конструкции подается монолитный бетон	Устанавливаются профилированный настил, арматурный каркас, частями подается монолитный бетон
Техника безопасности	Отвечает всем предъявляемым требованиям	Отвечает всем предъявляемым требованиям

2.6 Оценка влияния параметров металлической составляющей на несущую способность плит из КНЭСК

2.6.1 Расчетные схемы и математические модели. КНЭСК как элемент строительных конструкций должен удовлетворять требованиям, определяющим эффективность его использования. Он должен быть техно-

логичен в изготовлении, иметь высокую несущую способность и низкую стоимость.

Ряд требований являются противоречивыми, вследствие чего конструктивно-технологическое исполнение КНЭСК должно производиться на основе взвешенного компромиссного решения. Для его принятия необходимо иметь представление о степени влияния тех или иных параметров КНЭСК на его эксплуатационно-экономические показатели.

Рассматривая КНЭСК как композитный элемент, можно сделать вывод, что металлическая составляющая (арматура) в наибольшей степени определяет его несущую способность и стоимостные характеристики. Одним из способов решения задачи по выбору рациональных параметров металлической составляющей КНЭСК является математическое моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) [12]. При этом необходимо выполнить ряд шагов: выбрать расчетную схему, составить математическую модель КНЭСК, определить факторы варьирования и функции отклика, получить зависимости функций отклика от факторов варьирования.

Структурно задачу проектирования КНЭСК средствами САПР можно представить в виде следующих этапов (рисунок 2.8):

- разработка геометрической параметрической модели (CAD);
- разработка численной математической модели (CAE);
- подготовка конструкторско-технологической документации (CAM).

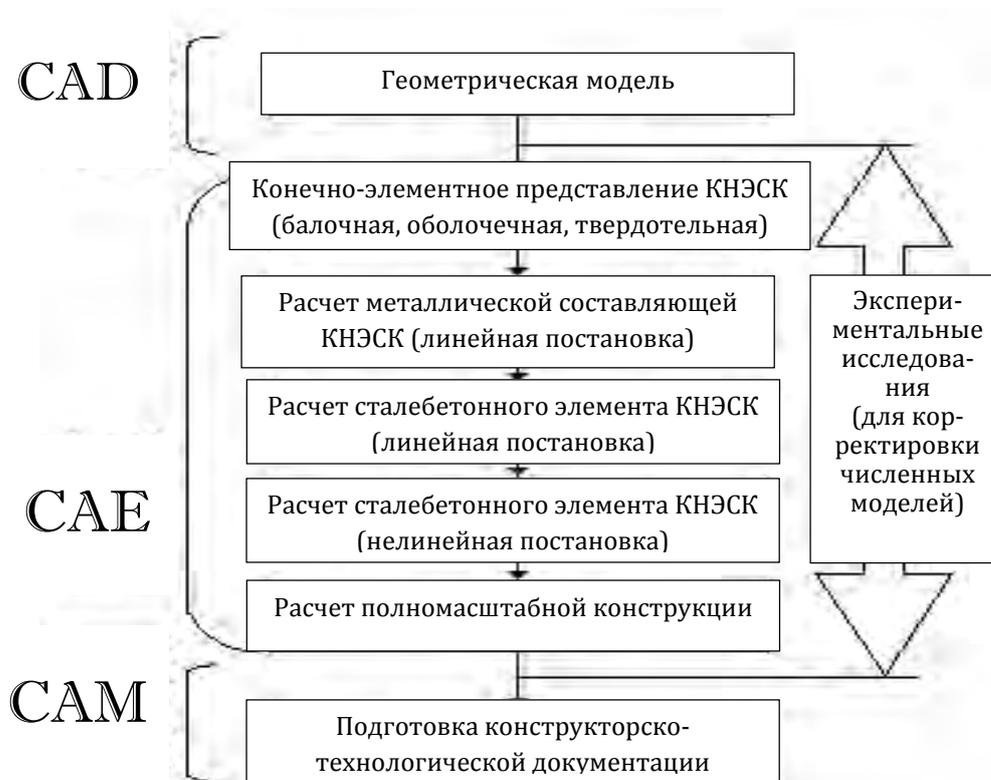


Рисунок 2.8 – Структура процесса проектирования КНЭСК средствами САПР

Разработка геометрической параметрической модели и подготовка конструкторско-технологической документации не представляет особого труда для инженера-конструктора в системах автоматизированного проектирования.

Этап разработки численной математической модели наиболее трудоемок и предполагает наличие специальной подготовки. Существующие методы и методики расчета железобетонных элементов [13] базируются на полуэмпирическом подходе, результатом реализации которого, вследствие наличия различных коэффициентов, является диапазон значений. Конструктору, опираясь на профессиональный опыт и дополнительную информацию, требуется выбрать из этого диапазона значения, которые будут однозначно определять конструктивно-технологические параметры элемента.

Опыт, накопленный в области строительного производства, служит хорошей базой знаний при проектировании различных инженерных сооружений. Однако при разработке принципиально новых конструктивных форм железобетонных элементов этих знаний может оказаться недостаточно для синтеза методов расчета. Требуется применение универсальных и в то же время адекватных и гибких методов расчета, в частности, метода конечных элементов (МКЭ) [14].

В зарубежной практике данный метод стал расчетным стандартом, о чем свидетельствует множество программных продуктов, его реализующих. Основными преимуществами метода являются большая база элементов, адекватно описывающих поведение и взаимодействие самых различных материалов и сред, возможность решения мультидисциплинарных задач, хорошая масштабируемость.

При расчете КНЭСК следует рассматривать как систему взаимодействующих элементов [15]. Приведем этапы расчета НДС КНЭСК в объеме, необходимом для полного понимания специфики его работы как базового несущего элемента строительных конструкций.

На первом этапе следует рассмотреть работу стальной составляющей КНЭСК (отдельно от бетона). Это позволит проанализировать влияние конструктивных параметров армирования на его несущую способность. Возможен подбор рациональных параметров элементов армирования по заданным уровням прочности, жесткости, металлоемкости. На этом этапе конечно-элементная (КЭ) модель КНЭСК может быть представлена в виде балочной, оболочечной, твердотельной либо комбинированной. Необходимо рассмотреть ряд расчетных схем, определяющих характер нагружения стальной составляющей, которые должны соответствовать условиям эксплуатации. Результатами реализации математической модели

армирования КНЭСК являются изоповерхности перемещений, деформаций и напряжений, дающие наглядную информацию об особенностях НДС.

На следующем этапе КНЭСК рассматривается как сталебетонный элемент, однако без учета реального физического взаимодействия между средами. Этот расчет необходим для определения потенциальных мест образования трещин и не дает каких-либо конкретных численных значений.

Дальнейшее усложнение математической модели приводит к рассмотрению КНЭСК как композитного элемента с учетом нелинейностей. В модели два типа нелинейностей: контактная и нелинейность механических свойств бетона. Контактная нелинейность учитывает непрямую зависимость между деформацией и напряжением в зонах контакта стали и бетона. Возможно задание допускаемых контактных напряжений, превышение которых приводит к разрыву связей между взаимодействующими средами (бетоном и сталью). Еще одним вариантом описания взаимодействия бетона и стали является использование специальных конечных элементов, позволяющих задать граничные значения нормальных и касательных усилий, при которых происходит срыв сцепления. В этом случае задача решается в нелинейной, но бесконтактной постановке.

Учет нелинейных свойств бетона позволит смоделировать процесс трещинообразования и перераспределения нагрузки между несущими элементами КНЭСК.

Далее необходимо провести анализ НДС полномасштабной конструкции, базовым элементом которой является КНЭСК. Это позволит более адекватно промоделировать работу КНЭСК с учетом взаимодействия между элементами конструкции. На данном этапе возможно применение суперэлементного подхода, дающего преимущества в использовании вычислительных ресурсов. Результатами расчета являются изоповерхности и эпюры перемещений, деформаций, напряжений, линии влияния от подвижной нагрузки, собственные частоты колебаний и т. д.

Кроме того, на всех этапах изготовления и монтажа КНЭСК необходимо учитывать технологические деформации и напряжения. На стадии изготовления стальной составляющей (сварки) решение сопряженной термомпрочностной задачи позволит определить характер распределения и величины сварочных деформаций и напряжений. Это даст возможность оптимизировать технологический процесс сварки для уменьшения ее влияния либо, наоборот, создания необходимого преднапряженного состояния.

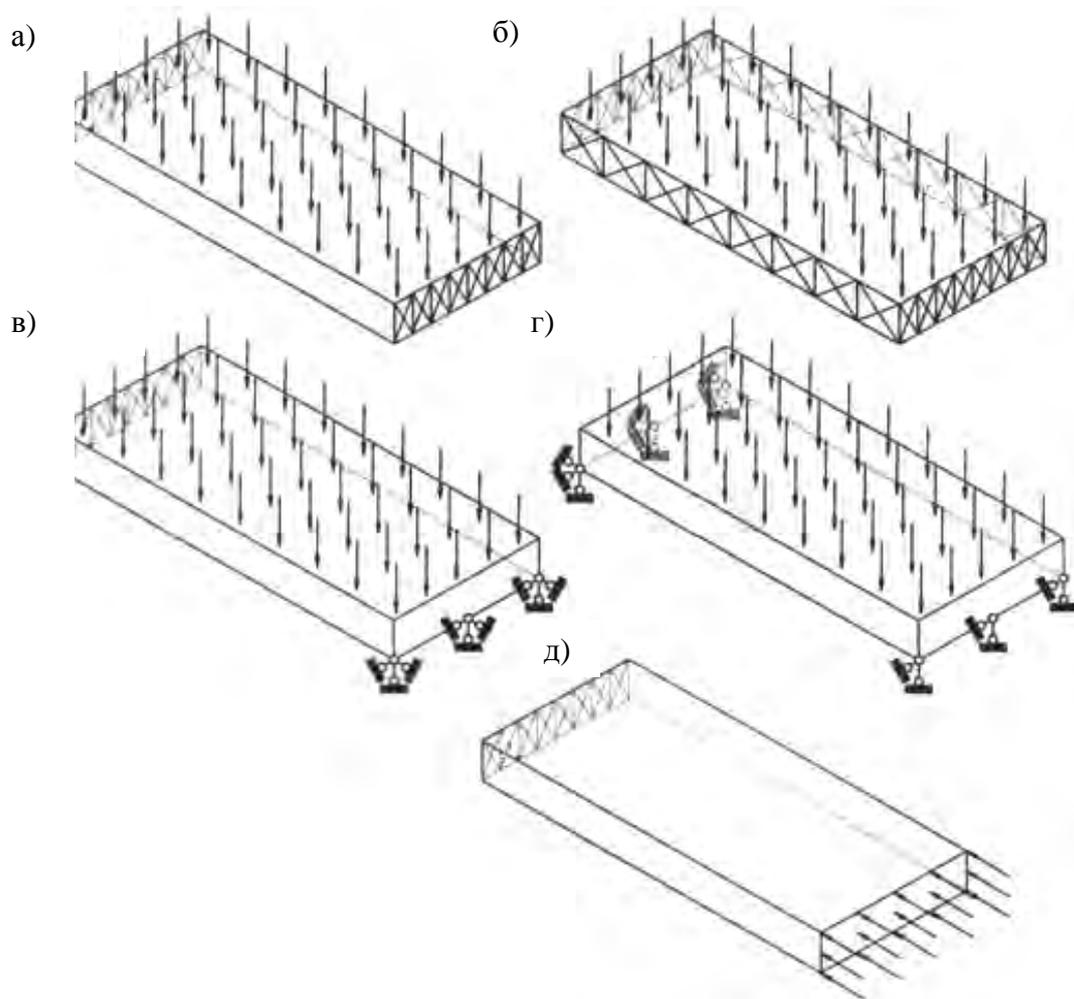
Процесс усадки бетона в процессе твердения также является силовым воздействием в первую очередь на стальную составляющую и требует рассмотрения.

Следует отметить, что, несмотря на широкие возможности математического конечно-элементного моделирования конструкций, необходимо

проводить экспериментальные испытания, которые могут выступать как средство верификации расчетов, так и как источник исходных данных.

Результатом расчетов будет являться конструкция с расчетно-обоснованными размерами, параметрами, характером взаимодействия элементов, с прогнозируемым поведением в условиях эксплуатации и высоким уровнем конструкторско-технологической надежности.

Выбор расчетной схемы обуславливается спецификой работы конструкции, составляющим элементом которой является КНЭСК. Широкая область применения КНЭСК определяет разнообразие схем нагружения и закрепления, которые можно свести к нескольким основным, показанным на рисунке 2.9.



а – изгиб при двустороннем жестком опирании; б – изгиб при четырехстороннем жестком опирании; в – изгиб при двустороннем жесткошарнирном опирании; г – изгиб при двустороннем шарнирном опирании; д – сжатие при одностороннем жестком опирании

Рисунок 2.9 – Расчетные схемы КНЭСК

Математическая модель КНЭСК должна быть гибкой, учитывающей максимальное число параметров, и в то же время адекватной. Этим требованиям удовлетворяют математические модели с распределенными параметрами, методы реализации которых формализованы и дают хорошие результаты при расчете сложных моделей. Одним из методов с распределенными параметрами является метод конечных элементов, который и используется в качестве инструмента для расчета НДС КНЭСК.

Формирование математической модели при использовании метода конечных элементов производится в несколько этапов:

- создание геометрической модели КНЭСК;
- создание конечно-элементной модели;
- задание граничных условий;
- реализация математической модели.

Геометрическая модель является базой для анализа и определяет степень детализации объекта исследования. Тип и особенности геометрической модели определяются целью и задачами расчета. В данном случае КНЭСК рассматривается в трехмерной постановке и включает в себя фасонную арматуру, опорный лист и бетонную составляющую. В модель не включены сварные швы, а также прутковая арматура. Эти элементы важны при выполнении уточненного расчета, целью которого является получение точных количественных характеристик напряженно-деформированного состояния КНЭСК.

КЭ-модель представляет собой дискретизированную на отдельные элементы геометрическую модель. В качестве конечных элементов используются гексаэдрические восьмиузловые элементы, дающие хорошую точность для моделей с плоскими поверхностями.

2.6.2 Расчет плиты из КНЭСК с различными схемами опирания сторон [9, 16]. Выбор параметров варьирования и функций отклика определяется требованиями, предъявляемыми к КНЭСК.

Зависимости функций отклика от факторов варьирования получим методами регрессионного анализа с использованием теории планирования вычислительного эксперимента.

В качестве факторов варьирования принимаем конструктивные размеры металлической составляющей, определяющие ее форму и расположение (рисунок 2.10):

- X_1 – количество рядов фасонной арматуры по ширине;
- X_2 – толщина листа фасонной арматуры;
- X_3 – количество волн фасонной арматуры;
- X_4 – высота поперечного сечения фасонной арматуры;

X_5 – угол наклона фасонной арматуры;
 X_6 – толщина опорного листа.



Рисунок 2.10 – Конструктивные размеры металлической составляющей КНЭСК

В качестве функций отклика принимаем прочностные, жесткостные и массовые характеристики КНЭСК:

Y_1 – максимальный прогиб элемента;
 Y_2 – максимальные эквивалентные напряжения в арматуре;
 Y_3 – масса металлической составляющей плиты из КНЭСК.

Граничные условия определяют тип закрепления и нагружения в соответствии с рисунком 2.9.

Расчет КНЭСК рассматривается в бесконтактной постановке без учета нелинейных свойств бетона.

Принимаем КНЭСК с размерами $L \times B \times H = 3 \times 1,5 \times 0,2$ м.

Диапазоны изменения факторов варьирования:

X_1 – количество рядов фасонной арматуры 4–8 шт.;
 X_2 – толщина листа фасонной арматуры 4–8 мм;
 X_3 – количество волн фасонной арматуры 6–10 шт.;
 X_4 – высота поперечного сечения фасонной арматуры 45–55 мм;
 X_5 – угол наклона фасонной арматуры 35–45 град;
 X_6 – толщина опорного листа 4–8 мм.

Функции отклика:

Y_1 – максимальные вертикальные перемещения, мм;
 Y_2 – максимальные эквивалентные напряжения в арматуре, МПа;
 Y_3 – масса металлической составляющей, кг.

В качестве плана вычислительного эксперимента принимаем дробнофакторный план второго порядка в нормированных значениях.

2.6.3 Изгиб плиты с двусторонним жестким опиранием. Расчетная схема показана на рисунке 2.11. В таблице 2.3 приведен план вычислительного эксперимента.

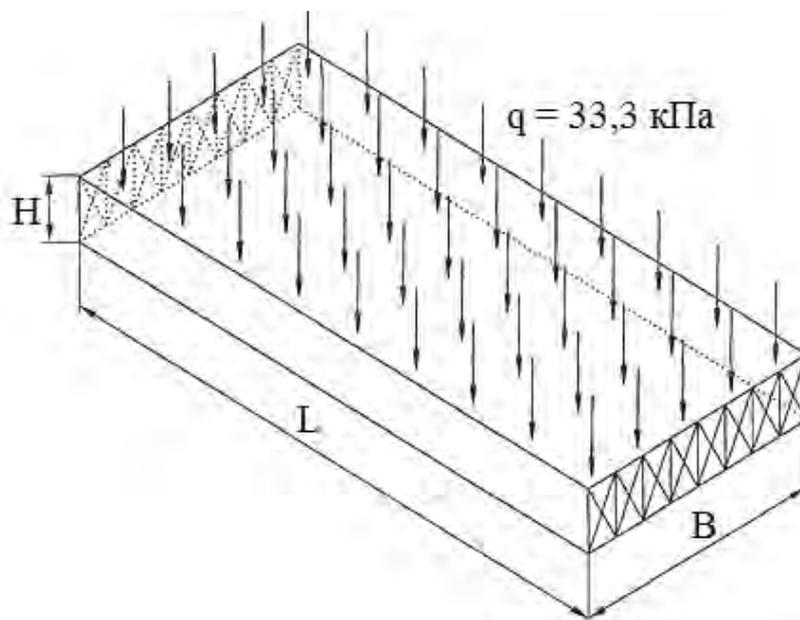


Рисунок 2.11 – Расчетная схема изгиба плиты с двусторонним жестким опиранием

В соответствии с планом вычислительного эксперимента в нормированных значениях факторов (см. таблицу 2.3) выполнены расчеты, результаты которых представлены на рисунках 2.14–2.16 (зависимости функций отклика от факторов варьирования в диапазоне их изменения).

Таблица 2.3 – План вычислительного эксперимента в нормированных значениях факторов варьирования

Номер опыта	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	Y_1	Y_2	Y_3
1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	2,802	234	381
2	-1	+1	+1	+1	-1	+1	2,908	229	329
3	+1	-1	+1	+1	-1	+1	2,904	252	329
4	-1	-1	+1	+1	+1	+1	2,939	258	307
5	+1	+1	-1	+1	+1	-1	3,423	269	230,5
6	-1	+1	-1	+1	-1	-1	3,587	281	184
7	+1	-1	-1	+1	-1	-1	3,575	293	184
8	-1	-1	-1	+1	+1	-1	3,649	295	163,6
9	+1	+1	+1	-1	+1	-1	3,507	263	200,6
10	-1	+1	+1	-1	-1	-1	3,637	273	169

Окончание таблицы 2.3

Номер опыта	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	Y ₁	Y ₂	Y ₃
11	-1	-1	+1	-1	+1	-1	3,659	290	156
12	+1	+1	-1	-1	+1	+1	2,809	256	336
13	-1	+1	-1	-1	-1	+1	2,910	268	308
14	+1	-1	-1	-1	-1	+1	2,901	268	308
15	-1	-1	-1	-1	+1	+1	2,943	274	296
16	+2	0	0	0	0	0	3,106	268	280,5
17	-2	0	0	0	0	0	3,261	201	225,7
18	0	+2	0	0	0	0	3,126	260	280,5
19	0	-2	0	0	0	0	3,255	298	225,7
20	0	0	+2	0	0	0	3,2	214	256,7
21	0	0	-2	0	0	0	3,174	279	249,5
22	0	0	0	+2	0	0	3,164	261	253
23	0	0	0	-2	0	0	3,202	282	232,6
24	0	0	0	0	+2	0	3,164	277	255,4
25	0	0	0	0	-2	0	3,201	261	250,8
26	0	0	0	0	0	+2	2,675	255	394,4
27	0	0	0	0	0	-2	4,195	315	111,8
28	0	0	0	0	0	0	3,184	276	253,1

На рисунках 2.12–2.13 показаны результаты реализации математической модели для заданной расчетной схемы.

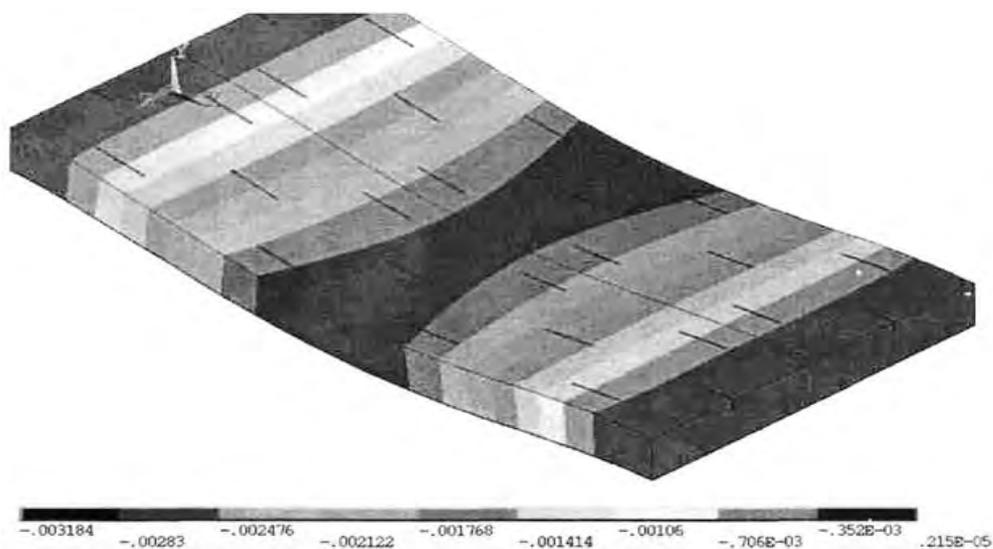


Рисунок 2.12 – Вертикальные перемещения плиты из КНЭСК

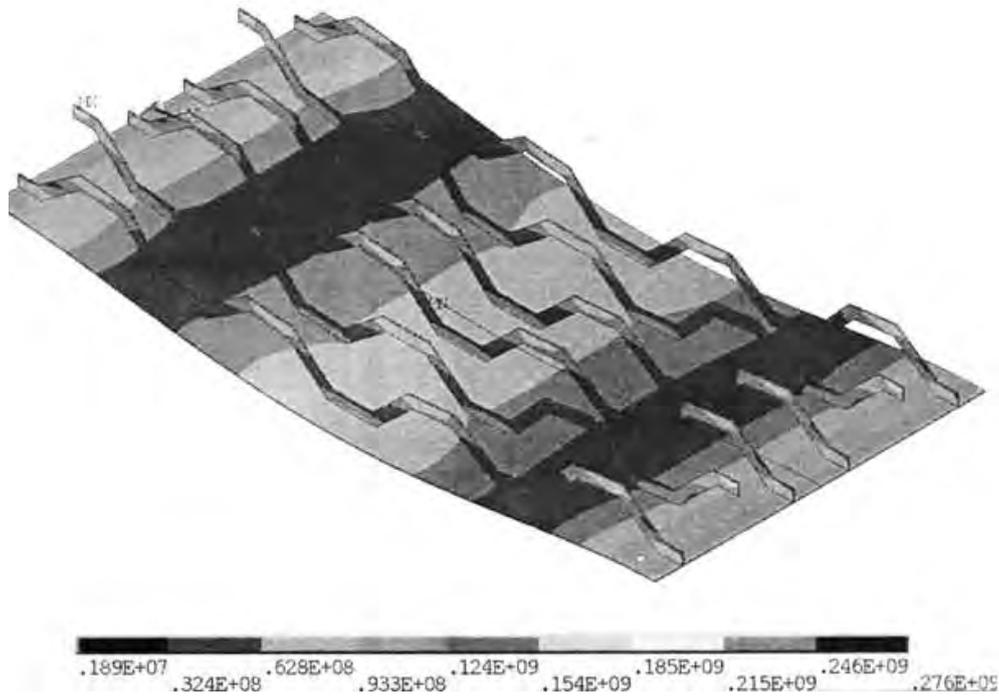


Рисунок 2.13 – Эквивалентные напряжения в металлической составляющей КНЭС

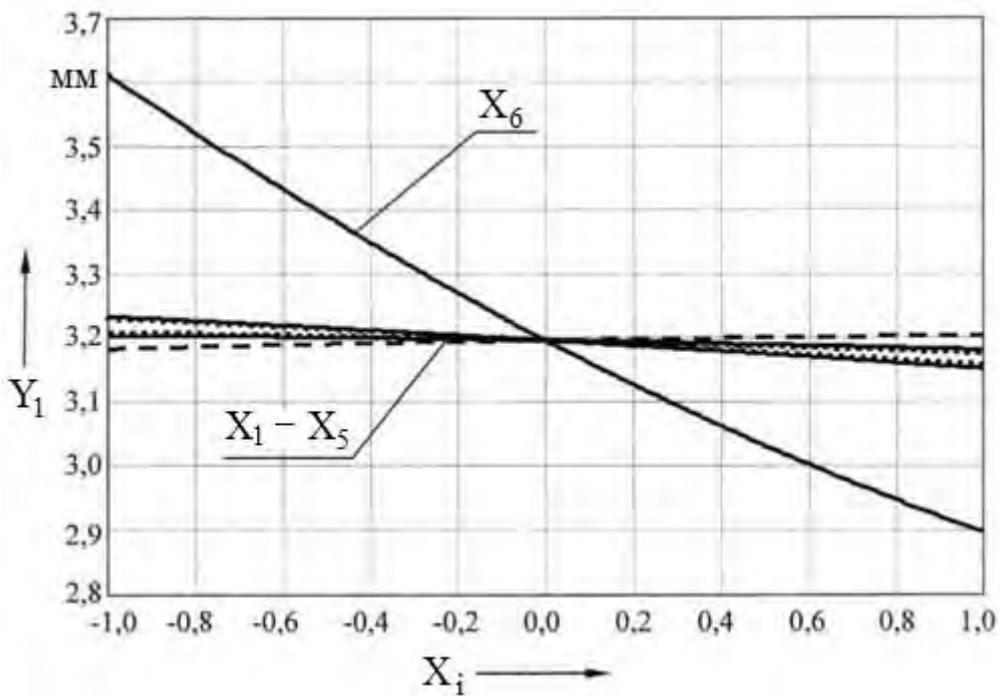


Рисунок 2.14 – Зависимость вертикального перемещения плиты от факторов варьирования

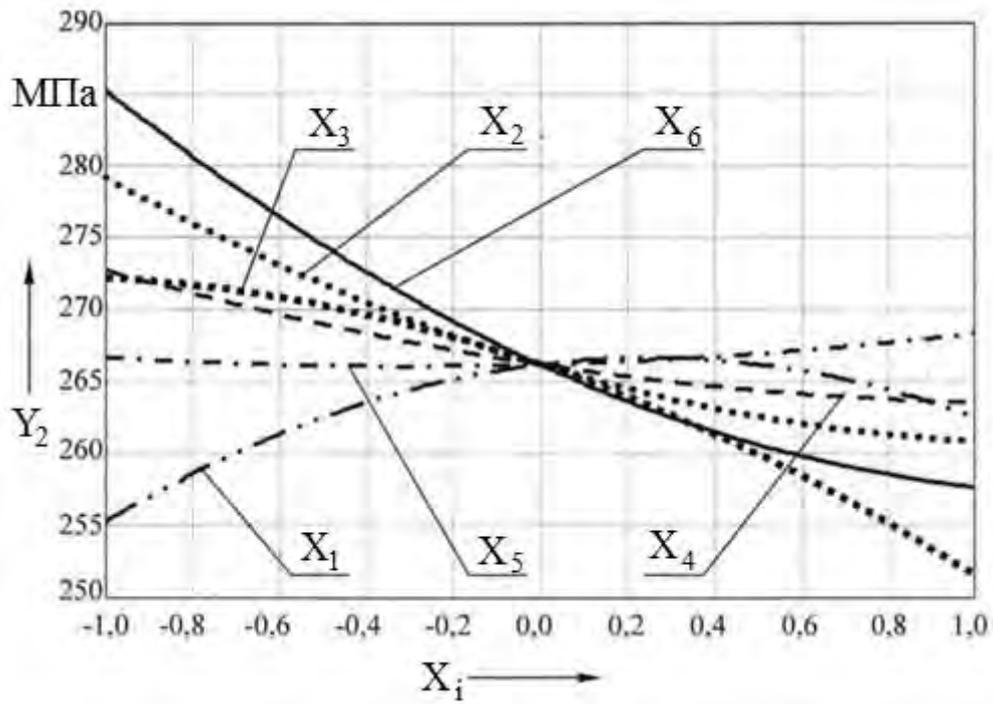


Рисунок 2.15 – Зависимость эквивалентных напряжений от факторов варьирования

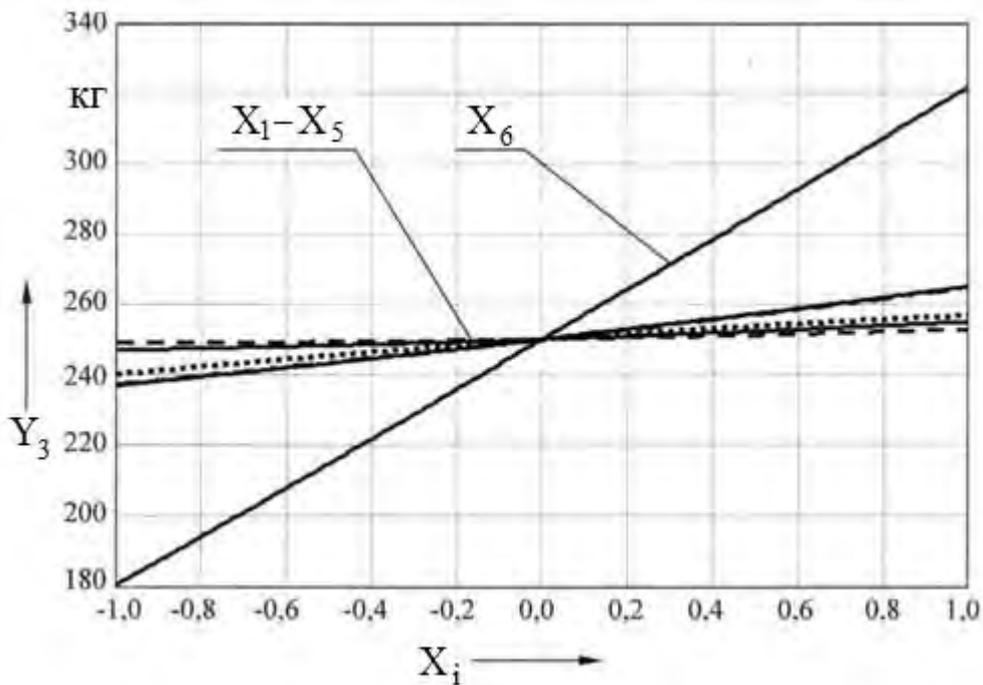


Рисунок 2.16 – Зависимость массы металлической составляющей от факторов варьирования

Регрессионные зависимости получены в следующем виде:

– прогиб

$$Y_1 = 3,196 - 3,871 \cdot 10^{-3} X_1^2 - 2,121 X_2^2 - 2,996 \cdot 10^{-3} X_3^2 - 3,996 \cdot 10^{-3} X_4^2 - \\ - 4,121 \cdot 10^{-3} X_5^2 + 0,059 X_6^2 - 0,041 X_1 - 0,036 X_2 + 0,01 X_3 - 0,012 X_4 - \\ - 0,016 X_5 - 0,358 X_6;$$

– эквивалентные напряжения

$$Y_2 = 266,25 - 7,33 X_1^2 + 3,8 X_2^2 - 4,33 X_3^2 + 1,92 X_4^2 + 1,3 X_5^2 + 5,3 X_6^2 + \\ + 3,67 X_1 - 9,17 X_2 - 10,33 X_3 - 4,58 X_4 + 0,83 X_5 - 13,83 X_6;$$

– масса

$$Y_3 = 250,19 + 0,908 X_1^2 + 0,908 X_2^2 + 0,908 X_3^2 - 1,66 X_4^2 + 0,903 X_5^2 + \\ + 0,908 X_6^2 + 14,08 X_1 + 13,85 X_2 + 1,93 X_3 + 8,46 X_4 + 4,04 X_5 + 70,84 X_6.$$

2.6.4 Изгиб плиты с четырехсторонним жестким опиранием. Расчеты выполнялись в соответствии с расчетной схемой (рисунок 2.17) и планом вычислительного эксперимента в нормированных значениях факторов (таблица 2.4).

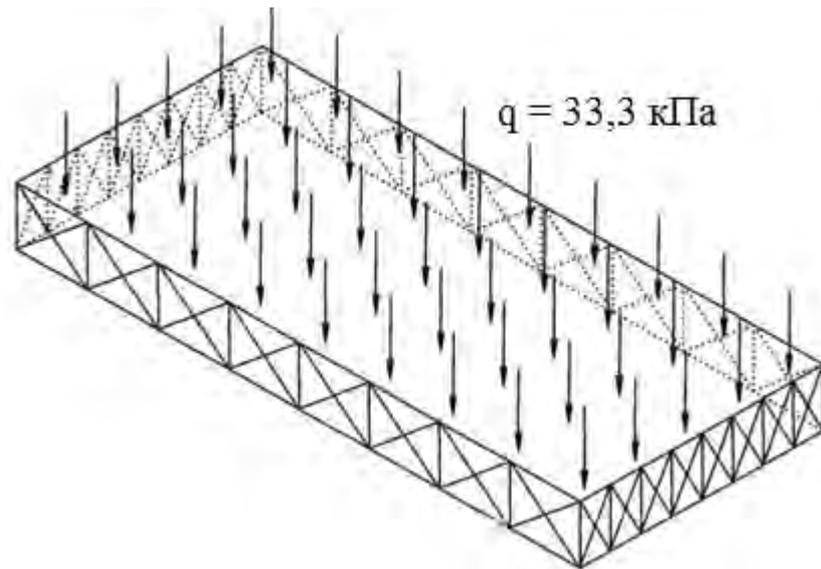


Рисунок 2.17 – Расчетная схема изгиба плиты с четырехсторонним жестким опиранием

Таблица 2.4 – План вычислительного эксперимента в нормированных значениях факторов варьирования

Номер опыта	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	Y ₁	Y ₂
1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	0,209	36
2	-1	+1	+1	+1	-1	+1	0,211	34
3	+1	-1	+1	+1	-1	+1	0,21	38,8
4	-1	-1	+1	+1	+1	+1	0,211	34,6
5	+1	+1	-1	+1	+1	-1	0,249	48,6
6	-1	+1	-1	+1	-1	-1	0,251	47,8
7	+1	-1	-1	+1	-1	-1	0,251	48,5
8	-1	-1	-1	+1	+1	-1	0,252	47,5
9	+1	+1	+1	-1	+1	-1	0,25	49,1
10	-1	+1	+1	-1	-1	-1	0,252	49,5
11	+1	-1	+1	-1	-1	-1	0,252	50,2
12	-1	-1	+1	-1	+1	-1	0,253	49,5
13	+1	+1	-1	-1	+1	+1	0,209	38,1
14	-1	+1	-1	-1	-1	+1	0,211	36,4
15	+1	-1	-1	-1	-1	+1	0,211	38
16	-1	-1	-1	-1	+1	+1	0,212	36,3
17	+2	0	0	0	0	0	0,226	42,8
18	-2	0	0	0	0	0	0,229	40
19	0	+2	0	0	0	0	0,227	40,5
20	0	-2	0	0	0	0	0,229	40
21	0	0	+2	0	0	0	0,228	40,3
22	0	0	-2	0	0	0	0,228	40,2
23	0	0	0	+2	0	0	0,227	40,2
24	0	0	0	-2	0	0	0,228	42,7
25	0	0	0	0	+2	0	0,227	40,1
26	0	0	0	0	-2	0	0,228	40,3
27	0	0	0	0	0	+2	0,198	31,8
28	0	0	0	0	0	-2	0,287	62,8
29	0	0	0	0	0	0	0,228	40,2

На рисунках 2.18 и 2.19 показаны результаты реализации математической модели для данной расчетной схемы.

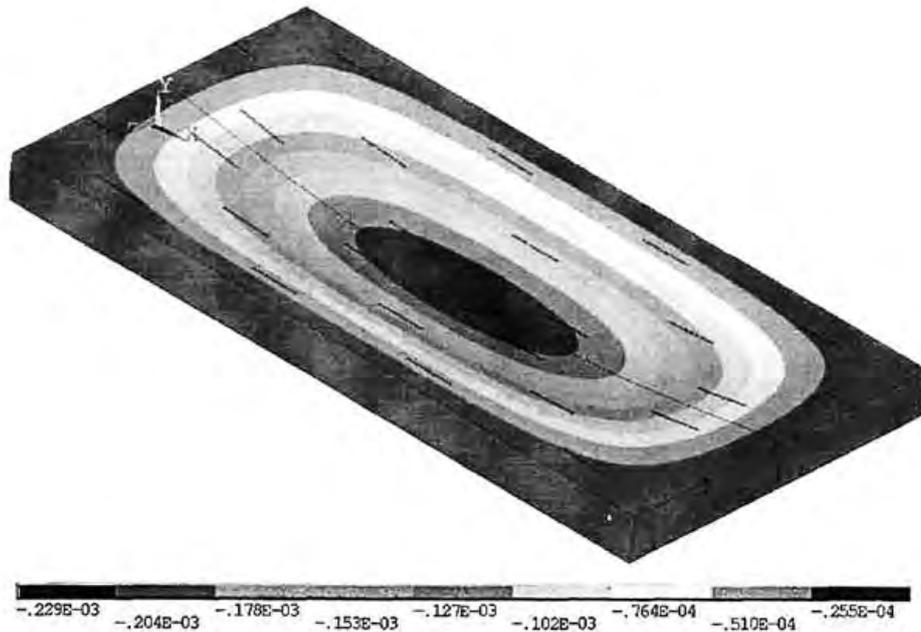


Рисунок 2.18 – Вертикальные перемещения плиты из КНЭСК

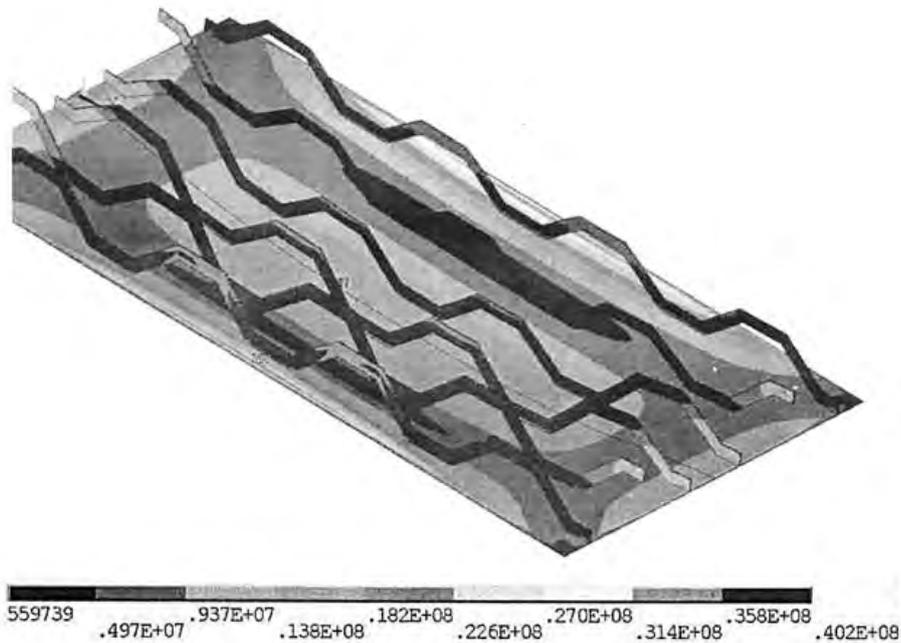


Рисунок 2.19 – Эквивалентные напряжения в металлической составляющей КНЭСК

В соответствии с планом вычислительного эксперимента в нормированных значениях факторов выполнены расчеты, результаты которых представлены на рисунках 2.20 и 2.21 (зависимости функций отклика от факторов варьирования в диапазоне их изменения).

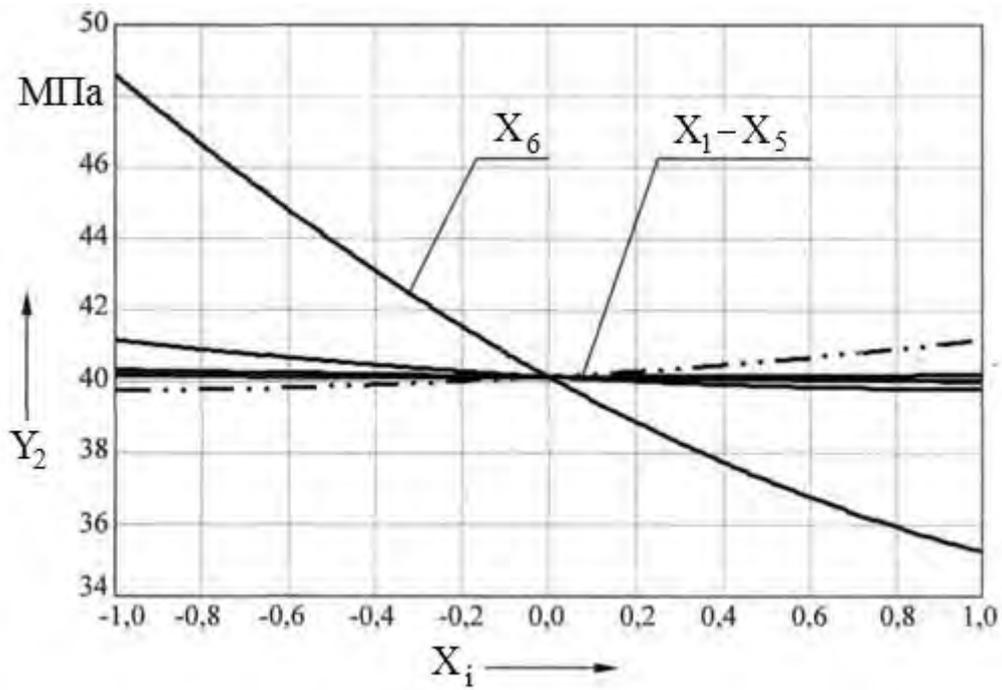


Рисунок 2.20 – Зависимость вертикального перемещения плиты от факторов варьирования

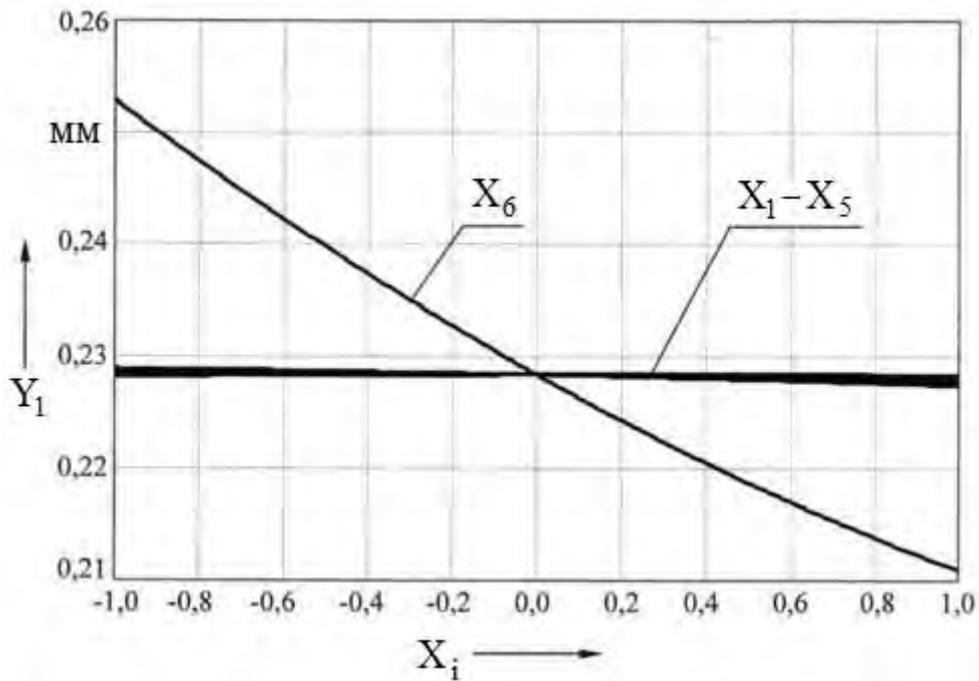


Рисунок 2.21 – Зависимость эквивалентных напряжений от факторов варьирования

Регрессионные зависимости получены в следующем виде:

– прогиб

$$Y_1 = 0,228 - 2,4 \cdot 10^{-4} X_1^2 - 1,17 \cdot 10^{-4} X_2^2 - 1,17 \cdot 10^{-4} X_3^2 - 2,4 \cdot 10^{-4} X_4^2 - \\ - 2,4 \cdot 10^{-4} X_5^2 - 3,51 \cdot 10^{-3} X_6^2 - 7,5 \cdot 10^{-4} X_1 - 5,8 \cdot 10^{-4} X_2 - 8,3 \cdot 10^{-5} X_3 - \\ - 3,3 \cdot 10^{-4} X_4 - 2,5 \cdot 10^{-4} X_5 - 0,021 X_6;$$

– эквивалентные напряжения

$$Y_2 = 40,1 + 0,33 X_1^2 + 0,038 X_2^2 - 0,038 X_3^2 + 0,338 X_4^2 + 0,025 X_5^2 + 1,8 X_6^2 + \\ + 0,712 X_1 - 0,13 X_2 + 0,021 X_3 - 0,69 X_4 - 0,154 X_5 - 6,68 X_6.$$

2.6.5 Изгиб плиты с односторонним жесткошарнирным опиранием сторон. Расчеты выполнялись в соответствии с расчетной схемой (рисунок 2.22) и планом вычислительного эксперимента в нормированных значениях факторов (таблица 2.5).

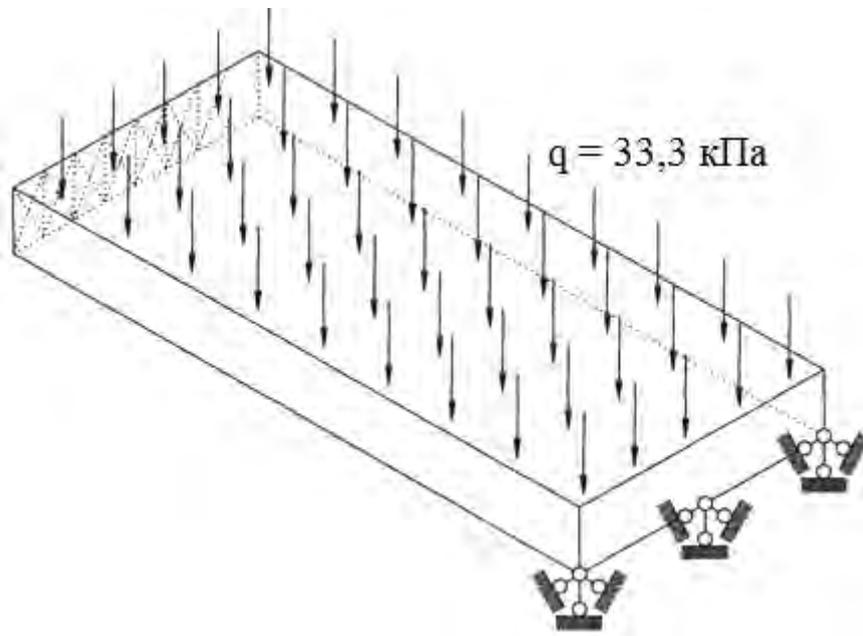


Рисунок 2.22 – Расчетная схема изгиба плиты с односторонним жестко-шарнирным опиранием

Таблица 2.5 – План вычислительного эксперимента в нормированных значениях факторов варьирования

Номер опыта	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	Y ₁	Y ₂
1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	4,929	295
2	-1	+1	+1	+1	-1	+1	5,129	295
3	+1	-1	+1	+1	-1	+1	5,112	318
4	-1	-1	+1	+1	+1	+1	5,176	319
5	+1	+1	-1	+1	+1	-1	5,888	358
6	-1	+1	-1	+1	-1	-1	6,165	371
7	+1	-1	-1	+1	-1	-1	6,145	370
8	-1	-1	-1	+1	+1	-1	6,258	371
9	+1	+1	+1	-1	+1	-1	6,015	384
10	-1	+1	+1	-1	-1	-1	6,243	413
11	+1	-1	+1	-1	-1	-1	6,221	416
12	-1	-1	+1	-1	+1	-1	6,285	394
13	+1	+1	-1	-1	+1	+1	4,95	323
14	-1	+1	-1	-1	-1	+1	5,134	330
15	+1	-1	-1	-1	-1	+1	5,119	340
16	-1	-1	-1	-1	+1	+1	5,196	338
17	+2	0	0	0	0	0	5,404	332
18	-2	0	0	0	0	0	5,689	331
19	0	+2	0	0	0	0	5,434	321
20	0	-2	0	0	0	0	5,68	371
21	0	0	+2	0	0	0	5,575	346
22	0	0	-2	0	0	0	5,518	347
23	0	0	0	+2	0	0	5,506	324
24	0	0	0	-2	0	0	5,581	350
25	0	0	0	0	+2	0	5,51	344
26	0	0	0	0	-2	0	5,573	339
27	0	0	0	0	0	+2	4,745	324
28	0	0	0	0	0	-2	7,045	555
29	0	0	0	0	0	0	5,545	343

На рисунках 2.23–2.26 показаны результаты реализации математической модели для данной расчетной схемы.

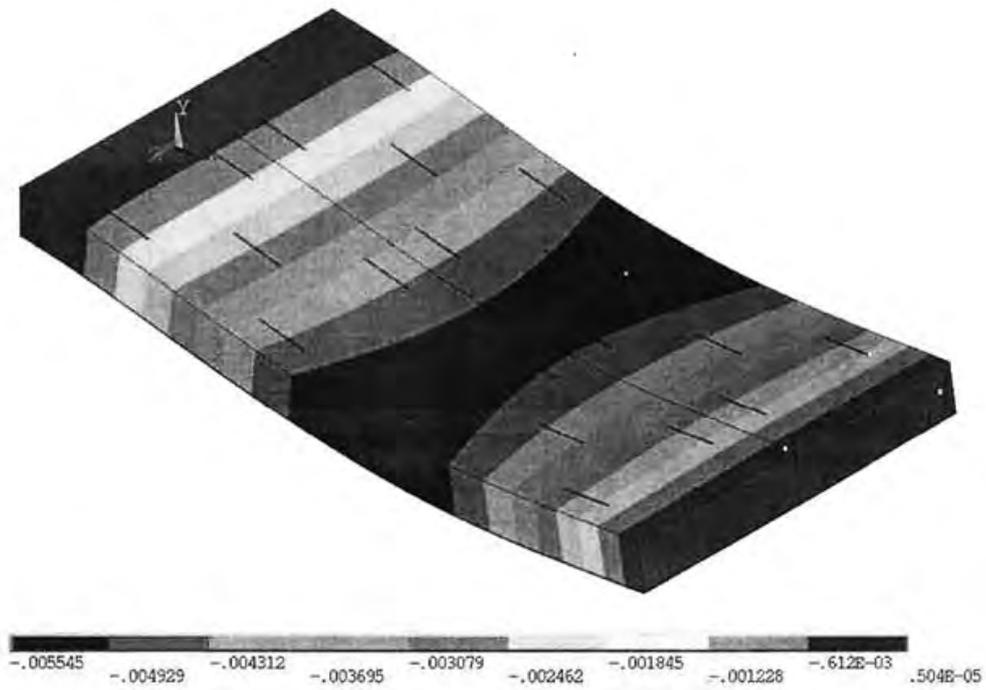


Рисунок 2.23 – Вертикальный прогиб КНЭСК

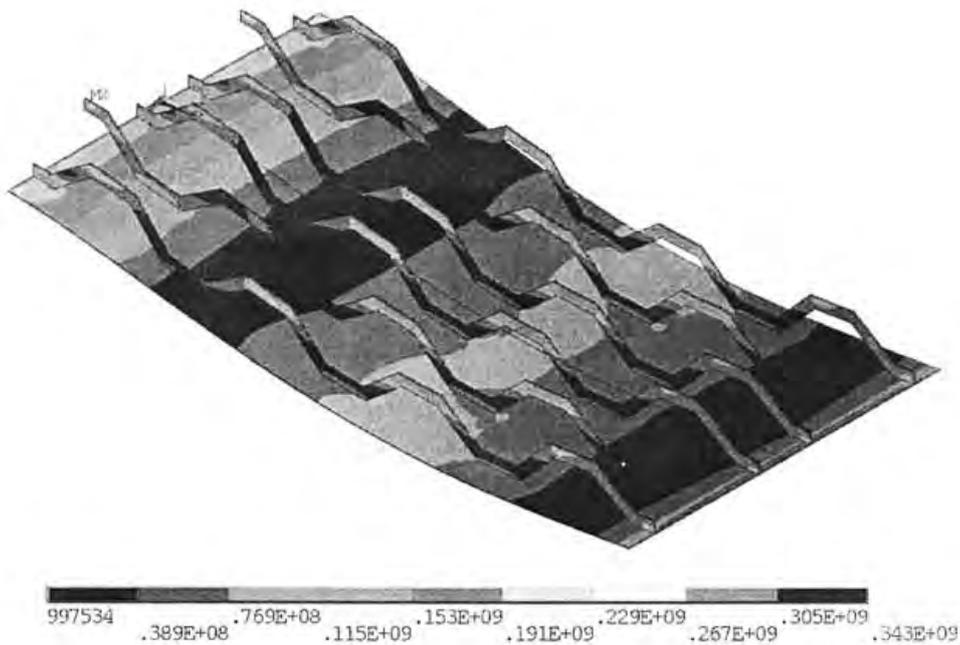


Рисунок 2.24 – Эквивалентные напряжения в металлической составляющей КНЭСК

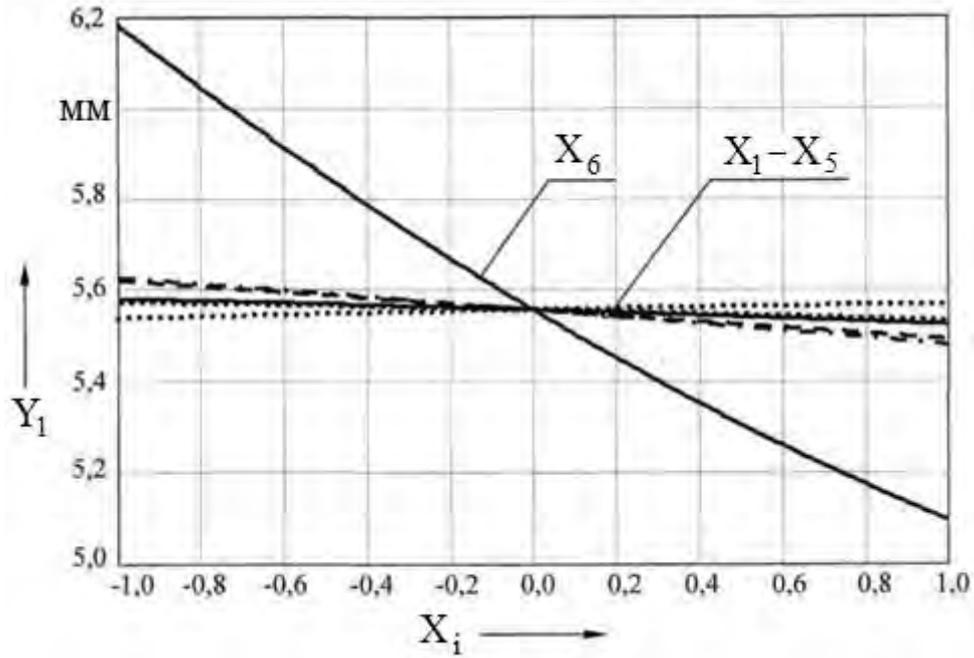


Рисунок 2.25 – Зависимость вертикального прогиба от факторов варьирования

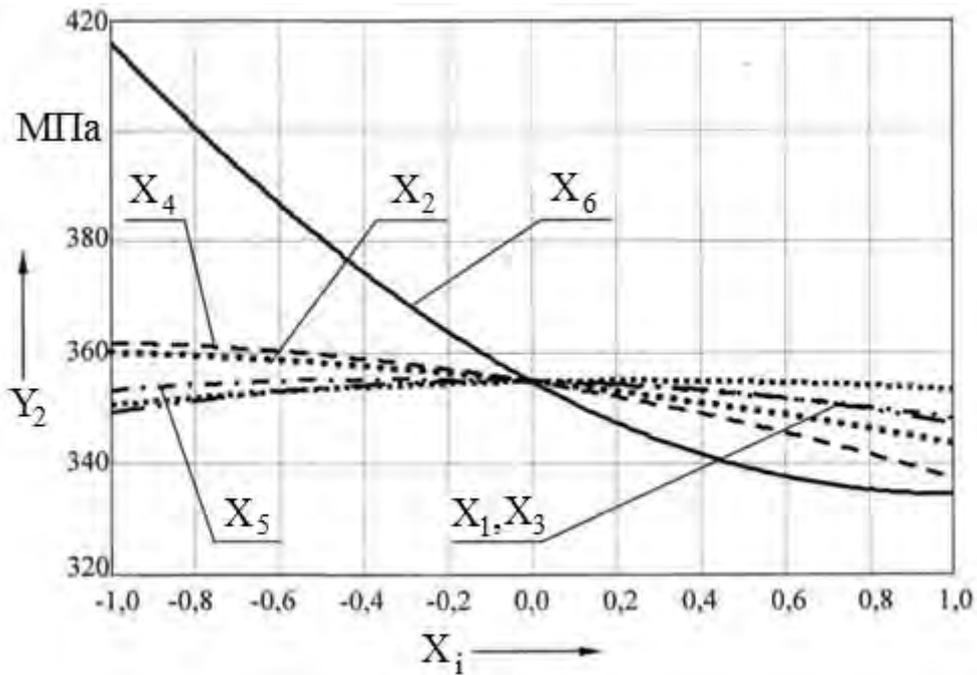


Рисунок 2.26 – Зависимость эквивалентных напряжений от факторов варьирования

Регрессионные зависимости:

– прогиб

$$Y_1 = 5,56 - 3,4 \cdot 10^{-3} \cdot X_1^2 - 8,1 \cdot 10^{-4} X_2^2 - 3,4 \cdot 10^{-3} X_3^2 - 4,2 \cdot 10^{-3} X_4^2 - \\ - 4,7 \cdot 10^{-3} X_5^2 + 0,084 X_6^2 - 0,074 X_1 - 0,065 X_2 + 0,015 X_3 - \\ - 0,021 X_4 - 0,029 X_5 - 0,545 X_6;$$

– эквивалентные напряжения

$$Y_2 = 354,8 + 6,57 X_1^2 - 2,94 X_2^2 - 2,82 X_3^2 - 5,19 X_4^2 - 4,1 X_5^2 + 20,4 X_6^2 - \\ - 1,04 X_1 - 8,2 X_2 + 1,3 X_3 - 12,2 X_4 - 2,54 X_5 - 40,9 X_6.$$

2.6.6 Изгиб плиты с двусторонним шарнирным опиранием. Расчеты выполнялись в соответствии с расчетной схемой (рисунок 2.27) и планом вычислительного эксперимента в нормированных значениях факторов (таблица 2.6).

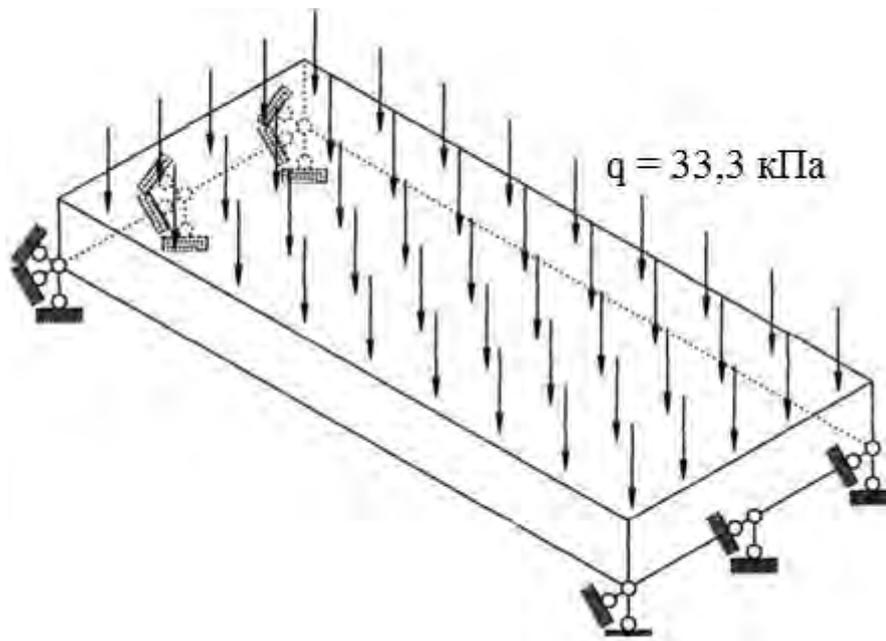


Рисунок 2.27 – Расчетная схема изгиба плиты с двусторонним шарнирным опиранием

Таблица 2.6 – План вычислительного эксперимента в нормированных значениях факторов варьирования

Номер опыта	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	Y ₁	Y ₂
1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	7,512	453
2	-1	+1	+1	+1	-1	+1	7,842	472
3	+1	-1	+1	+1	-1	+1	7,809	467
4	-1	-1	+1	+1	+1	+1	7,924	426
5	+1	+1	-1	+1	+1	-1	8,494	660
6	-1	+1	-1	+1	-1	-1	8,914	671
7	+1	-1	-1	+1	-1	-1	8,876	638
8	-1	-1	-1	+1	+1	-1	9,053	603
9	+1	+1	+1	-1	+1	-1	8,705	749
10	-1	+1	+1	-1	-1	-1	9,041	829
11	+1	-1	+1	-1	-1	-1	9,005	799
12	-1	-1	+1	-1	+1	-1	9,11	688
13	+1	+1	-1	-1	+1	+1	7,555	476
14	-1	+1	-1	-1	-1	+1	7,856	437
15	+1	-1	-1	-1	-1	+1	7,827	429
16	-1	-1	-1	-1	+1	+1	7,963	447
17	+2	0	0	0	0	0	8,033	561
18	-2	0	0	0	0	0	8,495	559
19	0	+2	0	0	0	0	8,085	594
20	0	-2	0	0	0	0	8,482	535
21	0	0	+2	0	0	0	8,31	634
22	0	0	-2	0	0	0	8,216	520
23	0	0	0	+2	0	0	8,193	500
24	0	0	0	-2	0	0	8,331	590
25	0	0	0	0	+2	0	8,22	592
26	0	0	0	0	-2	0	8,298	637
27	0	0	0	0	0	+2	7,403	398
28	0	0	0	0	0	-2	9,856	1090
29	0	0	0	0	0	0	8,264	569

На рисунках 2.28–2.31 показаны результаты реализации математической модели для данной расчетной схемы.

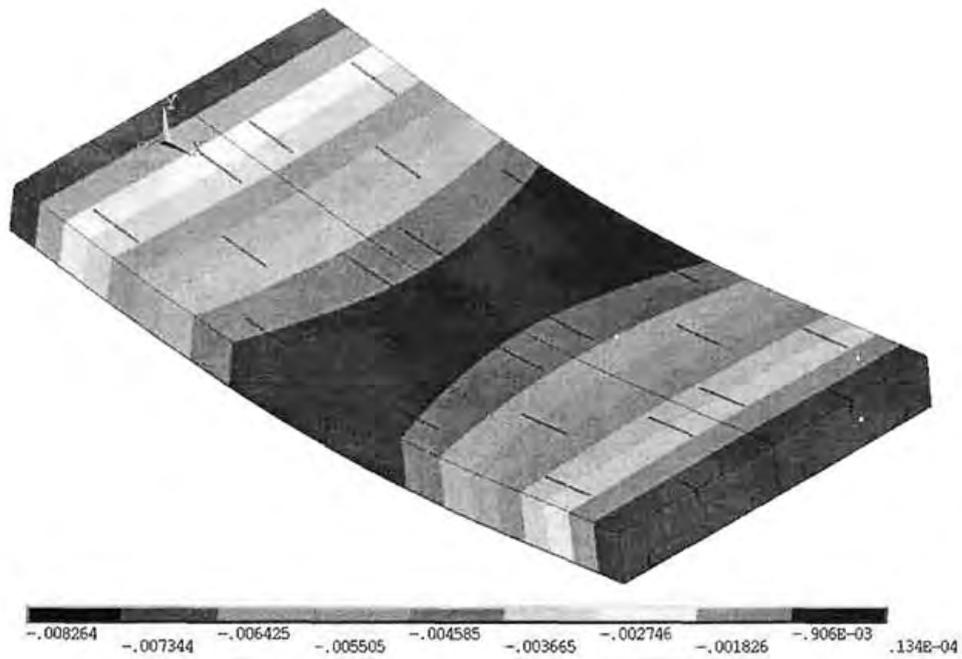


Рисунок 2.28 – Вертикальный прогиб КНЭСК

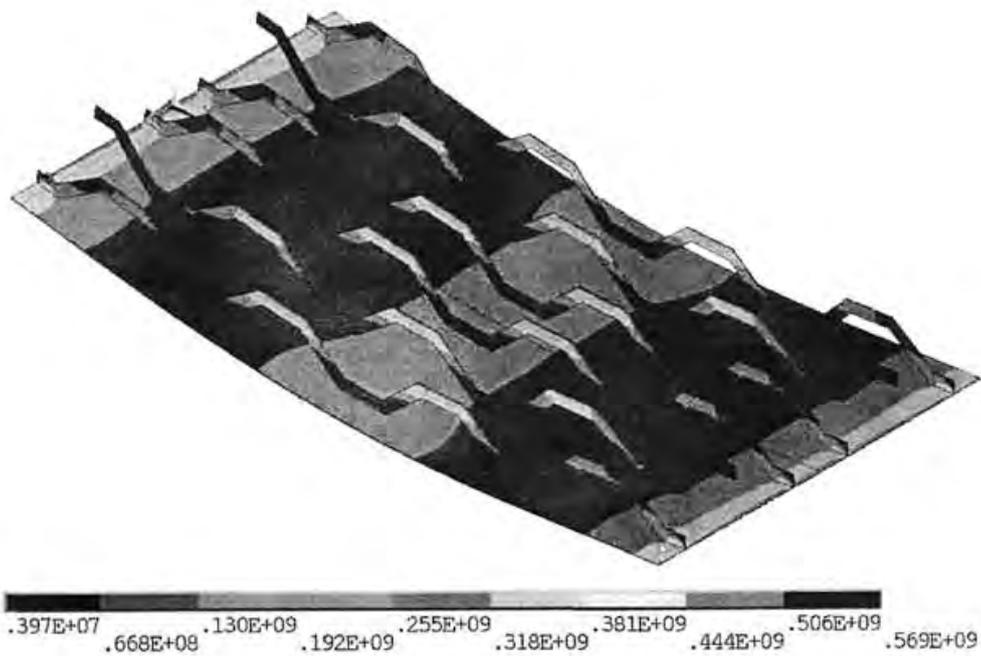


Рисунок 2.29 – Эквивалентные напряжения в металлической составляющей КНЭСК

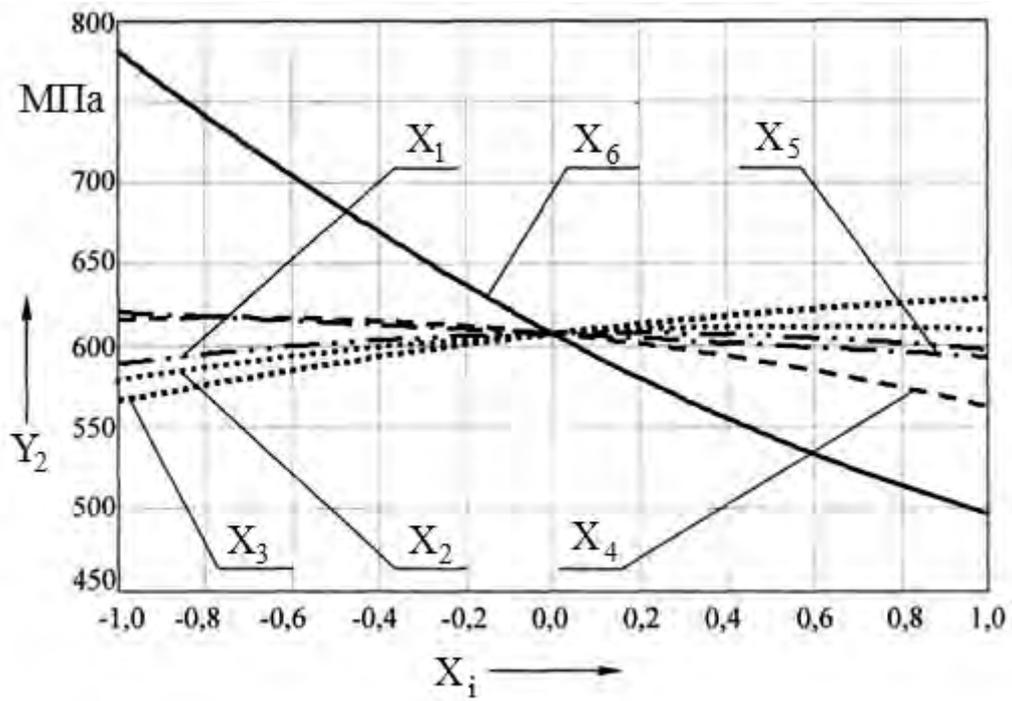


Рисунок 2.30 – Зависимость эквивалентных напряжений от факторов варьирования

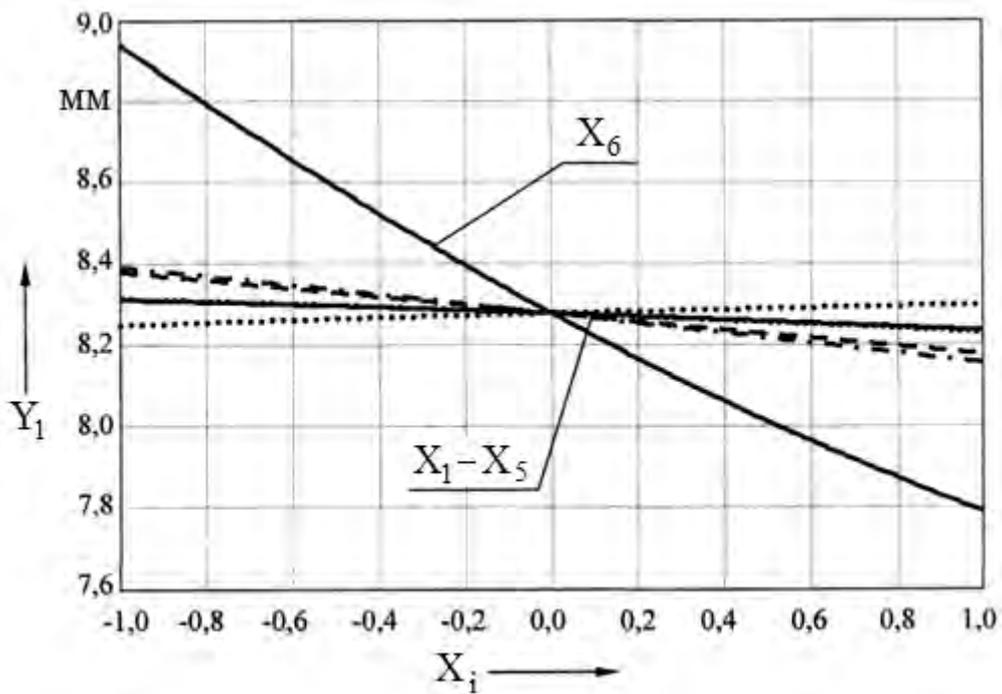


Рисунок 2.31 – Зависимость вертикального прогиба от факторов варьирования

Регрессионные зависимости:

– прогиб

$$Y_1 = 8,3 - 4,81 \cdot 10^{-3} X_1^2 + 7,0 \cdot 10^{-5} X_2^2 - 5,1 \cdot 10^{-3} X_3^2 - 5,3 \cdot 10^{-3} X_4^2 - \\ - 6,1 \cdot 10^{-3} X_5^2 + 0,087 X_6^2 - 0,012 X_1 - 0,1 X_2 + 0,025 X_3 - \\ - 0,038 X_4 - 0,042 X_5 - 0,576 X_6;$$

– эквивалентные напряжения

$$Y_2 = 608 - 14,4 X_1^2 - 13,3 X_2^2 - 10,2 X_3^2 - 18,2 X_4^2 - 0,8 X_5^2 + 31,6 X_6^2 + \\ + 4,25 X_1 + 15,3 X_2 + 31,25 X_3 - 26,8 X_4 - 13,75 X_5 - 142,25 X_6.$$

2.6.7 Сжатие плиты при одностороннем жестком опирании. Расчетная схема представлена на рисунке 2.32, план вычислительного эксперимента – в таблице 2.7.

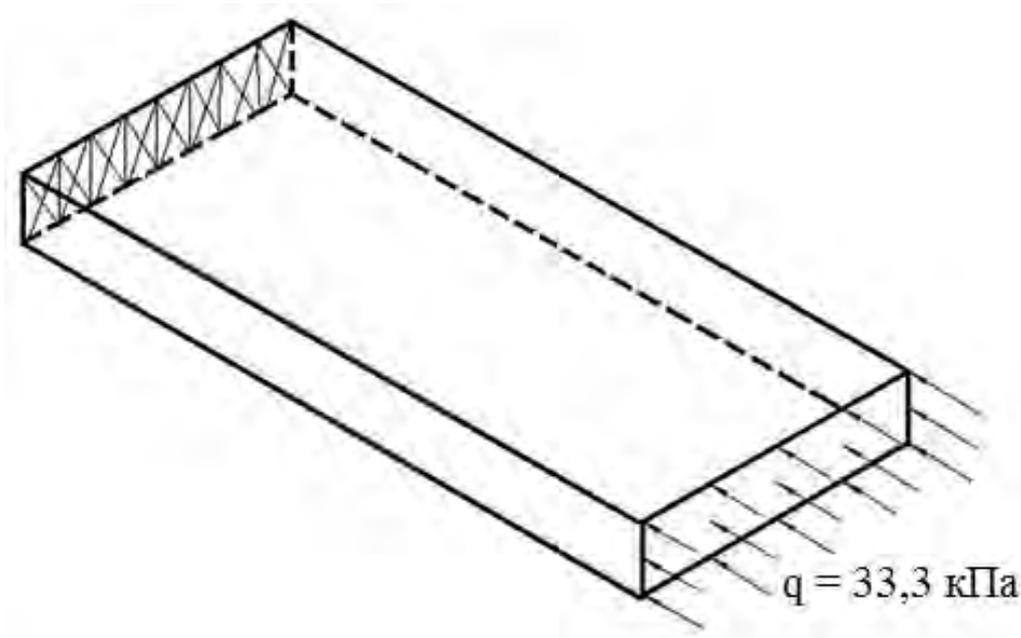


Рисунок 2.32 – Расчетная схема сжатия при одностороннем жестком опирании

Таблица 2.7 – План вычислительного эксперимента в нормированных значениях факторов варьирования

Номер опыта	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	Y ₁	Y ₂	Y ₃
1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	0,268	3,86	0,0575
2	-1	+1	+1	+1	-1	+1	0,287	3,76	0,0603
3	+1	-1	+1	+1	-1	+1	0,285	4,11	0,0599
4	-1	-1	+1	+1	+1	+1	0,293	3,99	0,0613
5	+1	+1	-1	+1	+1	-1	0,188	4,15	0,0536
6	-1	+1	-1	+1	-1	-1	0,205	4,28	0,0565
7	+1	-1	-1	+1	-1	-1	0,203	4,28	0,0562
8	-1	-1	-1	+1	+1	-1	0,211	4,27	0,0577
9	+1	+1	+1	-1	+1	-1	0,197	4,48	0,0551
10	-1	+1	+1	-1	-1	-1	0,21	4,9	0,0573
11	+1	-1	+1	-1	-1	-1	0,208	4,89	0,0569
12	-1	-1	+1	-1	+1	-1	0,213	4,58	0,058
13	+1	+1	-1	-1	+1	+1	0,27	4,43	0,058
14	-1	+1	-1	-1	-1	+1	0,288	4,4	0,0606
15	+1	-1	-1	-1	-1	+1	0,287	4,58	0,0603
16	-1	-1	-1	-1	+1	+1	0,295	4,37	0,0616
17	+2	0	0	0	0	0	0,236	4,32	0,0562
18	-2	0	0	0	0	0	0,265	3,91	0,0605
19	0	+2	0	0	0	0	0,239	4,21	0,0566
20	0	-2	0	0	0	0	0,264	4,37	0,0603
21	0	0	+2	0	0	0	0,251	3,96	0,0583
22	0	0	-2	0	0	0	0,248	4,44	0,0581
23	0	0	0	+2	0	0	0,247	3,99	0,0577
24	0	0	0	-2	0	0	0,255	4,39	0,059
25	0	0	0	0	+2	0	0,249	4,29	0,0581
26	0	0	0	0	-2	0	0,253	4,13	0,0585
27	0	0	0	0	0	+2	0,307	4,47	0,0609
28	0	0	0	0	0	-2	0,13	5,05	0,053
29	0	0	0	0	0	0	0,251	4,26	0,0583

На рисунках 2.33–2.38 показаны результаты реализации математической модели для данной расчетной схемы.

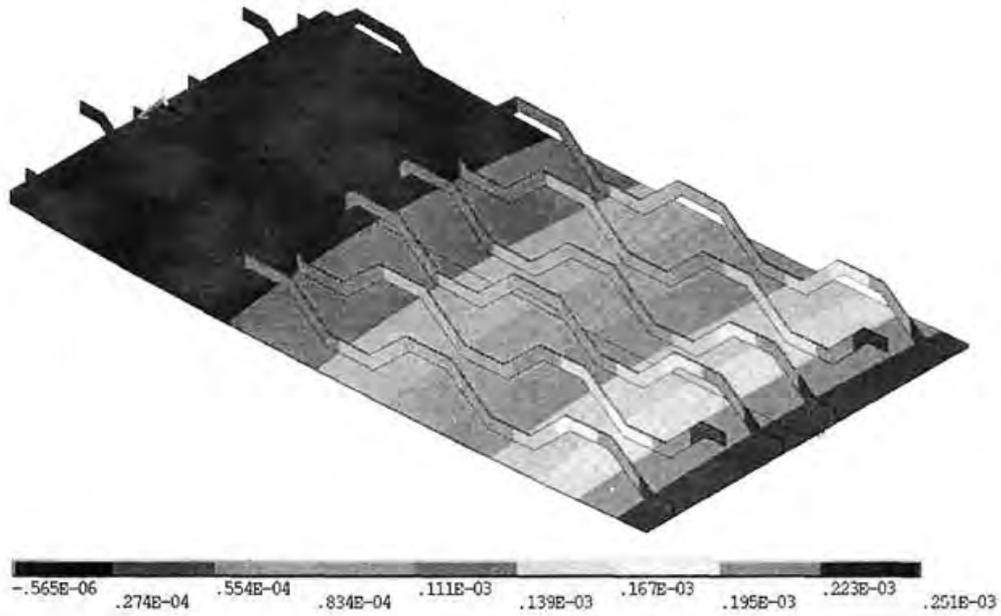


Рисунок 2.33 – Вертикальные перемещения (прогибы) металлической составляющей КНЭСК

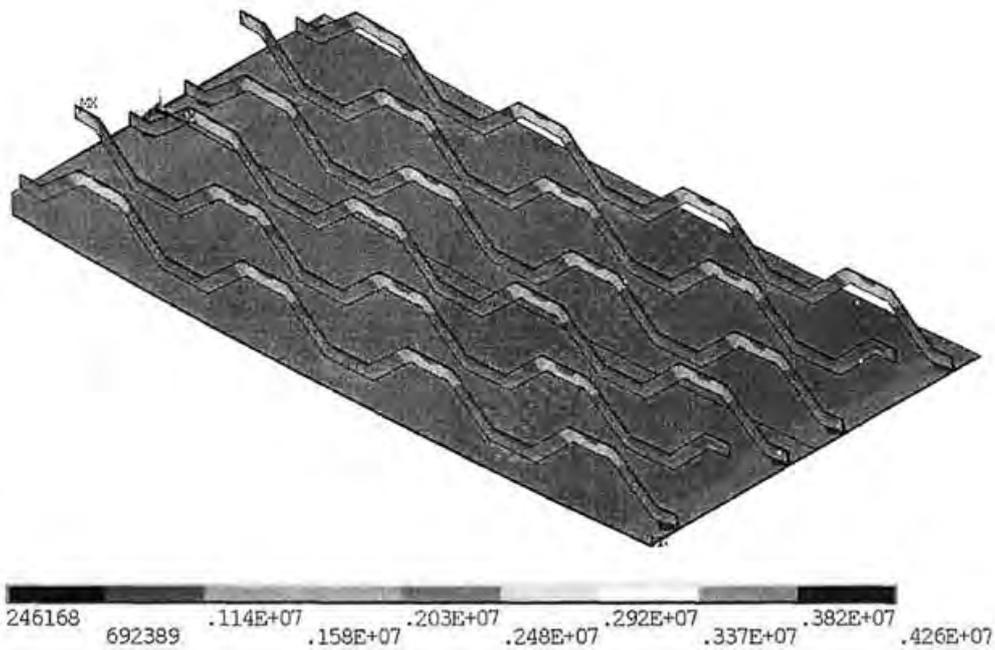


Рисунок 2.34 – Эквивалентные напряжения в металлической составляющей КНЭСК

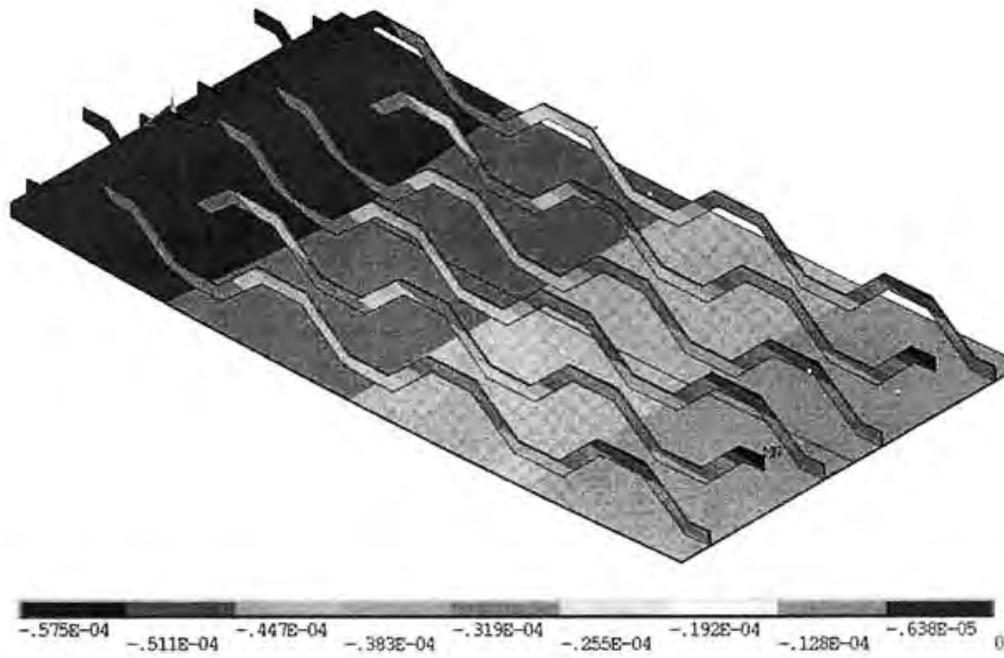


Рисунок 2.35 – Продольные перемещения металлической составляющей КНЭСК

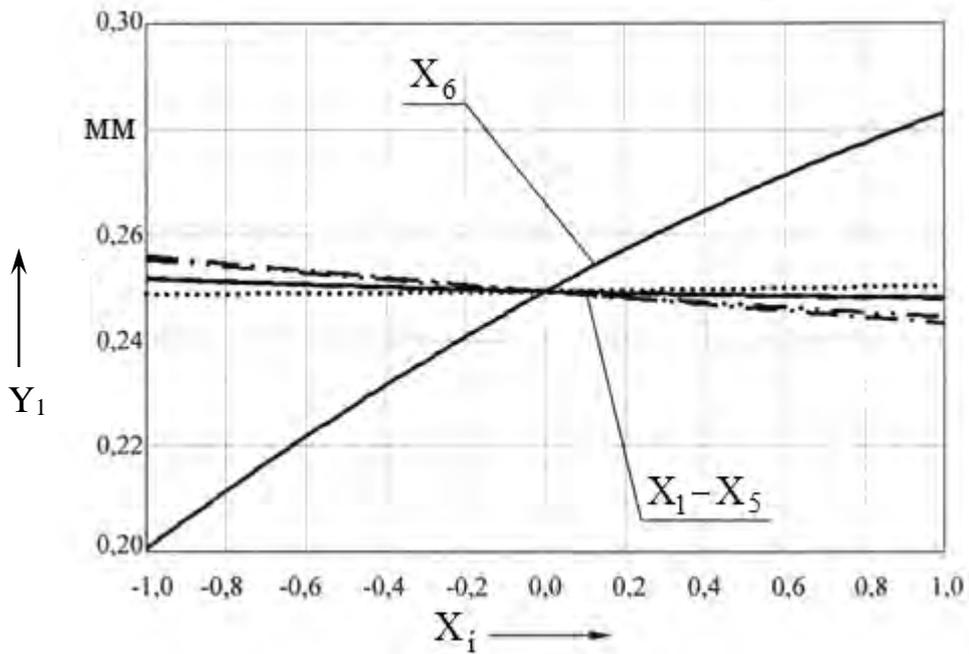


Рисунок 2.36 – Зависимость вертикального перемещения (прогиба) от факторов варьирования

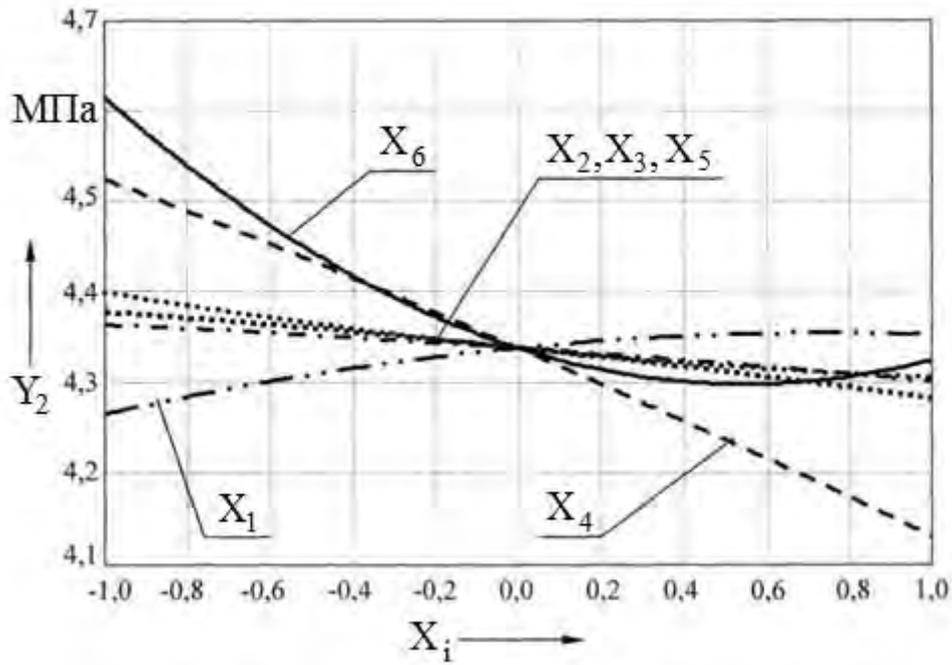


Рисунок 2.37 – Зависимость эквивалентных напряжений от факторов варьирования

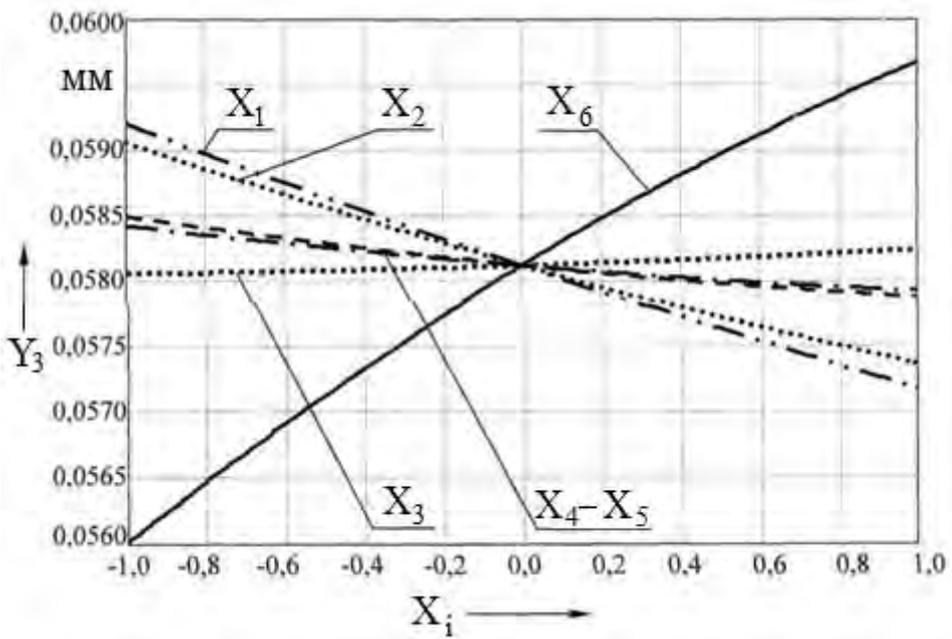


Рисунок 2.38 – Зависимость горизонтального перемещения от факторов варьирования

Регрессионные зависимости:

– *вертикальное перемещение (прогиб)*

$$Y_1 = 0,249 + 4,2 \cdot 10^{-4} X_1^2 + 6,7 \cdot 10^{-4} X_2^2 + 1,7 \cdot 10^{-4} X_3^2 + 5,5 \cdot 10^{-4} X_4^2 + \\ + 5,5 \cdot 10^{-4} X_5^2 - 7,6 \cdot 10^{-3} X_6^2 - 6,4 \cdot 10^{-3} X_1 - 5,5 \cdot 10^{-3} X_2 + 8,3 \cdot 10^{-4} X_3 - \\ - 1,8 \cdot 10^{-3} X_4 - 1,9 \cdot 10^{-3} X_5 + 0,041 X_6;$$

– *эквивалентные напряжения*

$$Y_2 = 4,2 - 0,029 X_1^2 + 0,014 X_2^2 - 8,2 \cdot 10^{-3} X_3^2 - 0,011 X_4^2 - 5,7 \cdot 10^{-3} X_5^2 + \\ + 0,132 X_6^2 + 0,044 X_1 - 0,047 X_2 - 0,048 X_3 - 0,197 X_4 - \\ - 0,031 X_5 - 0,145 X_6;$$

– *горизонтальное перемещение*

$$Y_3 = 0,058 + 6,7 \cdot 10^{-5} X_1^2 + 9,2 \cdot 10^{-5} X_2^2 + 3,0 \cdot 10^{-5} X_3^2 + 6,7 \cdot 10^{-5} X_4^2 + \\ + 5,5 \cdot 10^{-4} X_5^2 - 2,8 \cdot 10^{-4} X_6^2 - 0,001 X_1 - 8,5 \cdot 10^{-4} X_2 + 9,2 \cdot 10^{-5} X_3 - \\ - 3,1 \cdot 10^{-4} X_4 - 2,5 \cdot 10^{-4} X_5 + 1,8 \cdot 10^{-3} X_6.$$

Из графиков видно, что один и тот же фактор (толщина опорного листа X_6) оказывает наибольшее влияние как на жесткостные, так и на массовые характеристики плиты из КНЭСК.

Степень влияния факторов варьирования на уровень напряжений приблизительно одинакова. Вследствие того, что уровнем напряжений варьировать легче, чем прогибом и массой, их значения носят больше информативный, чем руководящий характер.

Остальные факторы оказывают незначительное влияние на характеристики КНЭСК.

При работе КНЭСК на сжатие, кроме толщины опорного листа X_6 , на величину горизонтального перемещения (по направлению действия нагрузки) (см. рисунок 2.38) значительное влияние оказывают также количество рядов X_1 и толщина листа X_2 фасонной арматуры. То есть при данном виде нагружения жесткость конструкции может быть повышена при несущественном увеличении массы.

Регрессионные зависимости характеристик плиты из КНЭСК от ряда параметров позволяют на стадии проектирования обоснованно принять решение о рациональном конструктивном исполнении КНЭСК.

Таким образом, расчеты подтверждают предположение (см. п. 2.6.1) о том, что металлическая составляющая (арматура) в наибольшей степени определяет несущую способность КНЭСК.

Численные эксперименты с использованием методов САД-САЕ-проектирования по разработанным алгоритмам расчета КНЭСК позволяют выполнять расчеты на различных стадиях изготовления плит: сборка, сварка, монтаж стальной составляющей, омоноличивание, воздействие эксплуатационных нагрузок, а также устанавливать оптимальные соотношения размеров и формы конструктивных элементов.

Под руководством авторов монографии сформулированы научные основы проектирования железобетонных плит с внешним армированием, в которых в качестве несущего элемента используется КНЭСК, что позволяет создавать конструктивные формы сооружений различного назначения, обладающих высокой экономической эффективностью.

2.7 Моделирование процесса сварки металлической составляющей КНЭСК

Сварка является одним из наиболее распространенных способов получения неразъемных соединений металлических конструкций. Трудно назвать какую-либо другую технологию, которая с такой же интенсивностью развивалась, а по разнообразию и объемам применения была бы сравнима со сваркой.

Ни один способ получения неразъемного соединения не обладает таким огромным количеством достоинств и недостатков одновременно. В процессе сварки металлические изделия подвергаются термическому воздействию, что приводит, в случае недостаточной закрепленности свариваемых изделий, к возникновению значительных остаточных деформаций, а в случае «перезакрепленности» – к остаточным напряжениям. В сварных конструкциях массовая доля металла шва редко превышает 1 %. В свою очередь, 70–80 % всех отказов конструкций связано со сварными соединениями.

Разработка технологии сварки конструкций на практике зачастую проводится без учета напряжений и деформаций, вызванных сваркой. Это объясняется сложностью реализации математического аппарата, описывающего тепловые поля движущегося источника тепла – сварочной дуги, и изменений, вызываемых сварочной дугой в свариваемых конструкциях. Такой подход часто приводит к снижению долговечности конструкций из-за возникновения полей остаточных напряжений.

Кроме того, возможно появление значительных по величине остаточных деформаций, нарушающих внешний вид и снижающих точность

сварных конструкций, что сказывается на последующей сборке. Причиной напряжений и деформаций является термическое воздействие при сварке фасонной арматуры с нижним листом.

Получение характера распределения остаточных сварочных напряжений и деформаций позволит решить ряд вопросов. Во-первых, выявить потенциально опасные зоны армирования по уровню напряжений (которых следует избегать и стремиться по возможности минимизировать). Во-вторых, оценить остаточные прогибы конструкции, величина которых является регламентированной. В-третьих, оптимизировать режимы сварки для создания, при необходимости, предварительного напряженного состояния заданного характера и уровня. В-четвертых, разработать механизм управления НДС конструкции.

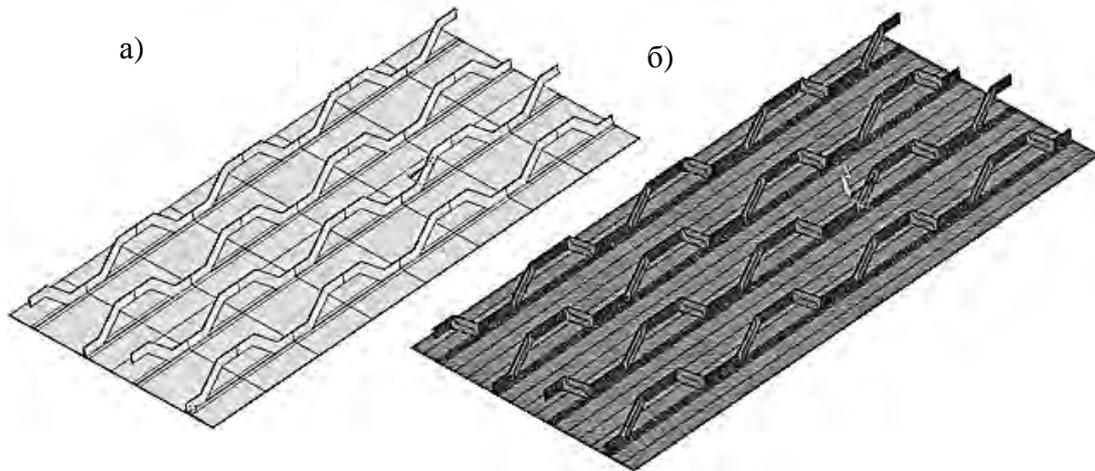
Целесообразно рассматривать задачу о нахождении остаточных сварочных напряжений стальной составляющей в объемной постановке. Это создаст целостную картину о поведении конструкции и позволит спрогнозировать будущие конструктивные формы или технические решения. Методы численного анализа, базирующиеся на методах вариационного исчисления, в последние десятилетия получили в стране бурное развитие, связанное с расширением возможностей ЭВМ. Все эти предпосылки позволяют, используя современное программное обеспечение в областях САД/САЕ, исследовать поведение стальной составляющей при сварке.

Данный подраздел содержит материалы исследований, проведенных аспирантом С. В. Богдановым при выполнении им диссертационной работы [26].

2.7.1 Геометрические и математические модели. Моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) при выполнении сварки металлической составляющей КНЭСК осуществлялось с использованием метода конечных элементов.

Базой для создания математической модели НДС объекта исследования является геометрическая модель. Ее детальность определяет точность и вычислительную ресурсоемкость создаваемой математической модели, а также прямым образом влияет на ее реализацию и сходимость.

При создании геометрической модели геометрия швов моделировалась в упрощенном виде, округлый валик шва заменялся прямолинейным. Это позволило уменьшить количество элементов, необходимых для разбиения модели на конечные элементы, и, следовательно, сократить машинное время на создание и реализацию модели (влияние принятого допущения на данном этапе не учитывалось). На рисунке 2.39 представлен изометрический вид металлической составляющей КНЭСК.



а – общий вид; б – разбиение на конечные элементы

Рисунок 2.39 – Изометрический вид металлической составляющей КНЭСК (стержневая арматура условно не показана)

В качестве КЭ был выбран объемный гексаэдрический элемент, имеющий в своих узлах одновременно механические и теплофизические степени свободы. Модель разбивалась регулярно. Использование регулярной разбивки дало возможность значительно сократить количество элементов, что улучшило сходимость модели и уменьшило ее вычислительный ресурс, а выбранный конечный элемент, имеющий в узлах как механические, так и термические степени свободы, позволил избежать решения отдельно термической, а затем механической задачи. Конечно-элементная модель состоит из 59512 элементов и 40839 узлов.

Материал основного металла (металлической составляющей КНЭСК) и металла шва – сталь 09Г2С.

При создании математической модели учитывались зависимости механических и теплофизических свойств материала от температуры [18]. В качестве свойств материалов задавались зависимости от температуры: модуль Юнга, коэффициент Пуассона, коэффициент теплоемкости, коэффициент теплопроводности, коэффициент линейного расширения.

Пластические свойства материала задавались семейством диаграмм деформирования в зависимости от температуры (рисунок 2.40). Учет пластического деформирования необходим, поскольку в процессе сварки материал шва и околошовной зоны работает за пределами упругой зоны диаграммы деформирования. Поэтому пренебрегать учетом пластического деформирования нельзя, т. к. после реализации модели можно будет рассматривать только деформации и напряжения, возникающие в процессе сварки, поскольку остаточные деформации и напряжения являются пластическими.

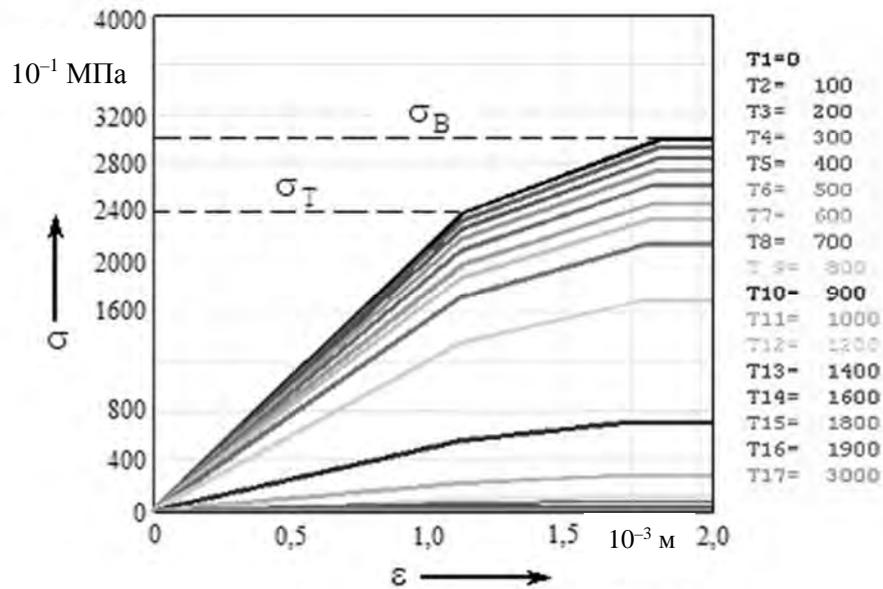
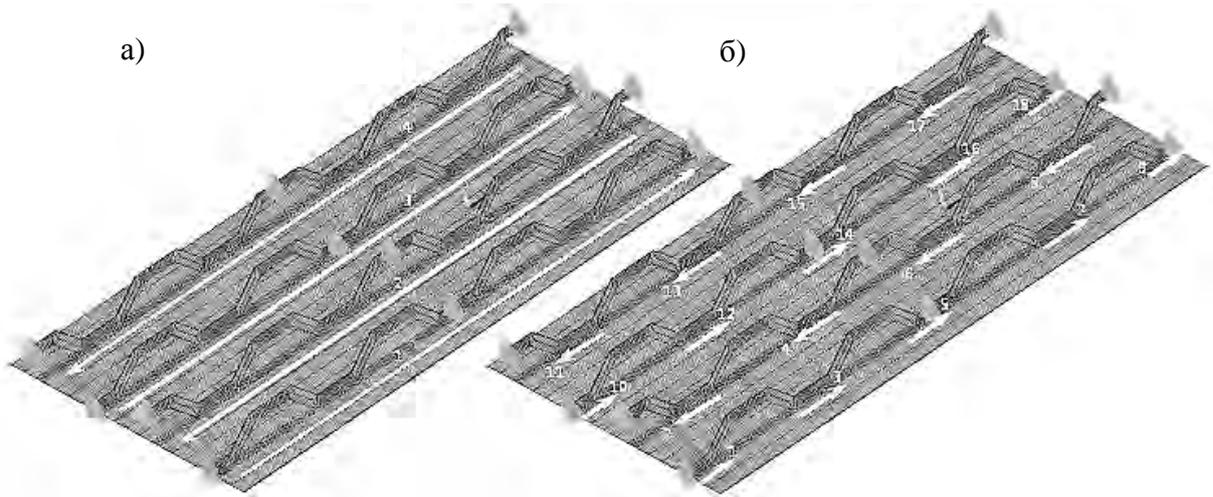


Рисунок 2.40 – Зависимости теплофизических и механических характеристик стали 09Г2С от температуры [18]

В качестве постоянных граничных условий задавались: конвекция по поверхностям (имитация теплообмена с окружающей средой); ограничения механических степеней свободы, имитирующие закрепление в приспособлении и контакт по нижней поверхности. Использование контакта было обусловлено необходимостью создания реального закрепления металлической составляющей КНЭСК в приспособлении, что позволило смоделировать поведение листа на жестком неподвижном поде. Также это значительно увеличило вычислительную ресурсоемкость модели и усложнило ее сходимость.

Рассматривались две КЭ-модели металлической составляющей КНЭСК с заданными механическими граничными условиями, отличающиеся последовательностью наложения сварных швов: с последовательностью, соответствующей заводскому (ОАО «Строммаш», г. Минск) технологическому процессу сварки (рисунок 2.41, а) и с предлагаемой (альтернативной) последовательностью наложения сварных швов (рисунок 2.41, б). На рисунках номера при стрелках указывают последовательность наложения сварных швов, показаны также места закрепления (ограничения степеней свободы).

Фасонная арматура крепится к нижнему листу при помощи прихваток. Металл шва отсутствует до начала его наложения, он появляется в процессе сварки (рисунок 2.42).



а – последовательность соответствует технологическому процессу сварки завода-изготовителя;
б – альтернативная последовательность

Рисунок 2.41 – Конечно-элементные модели с заданными постоянными граничными условиями и вариантами последовательности наложения сварных швов

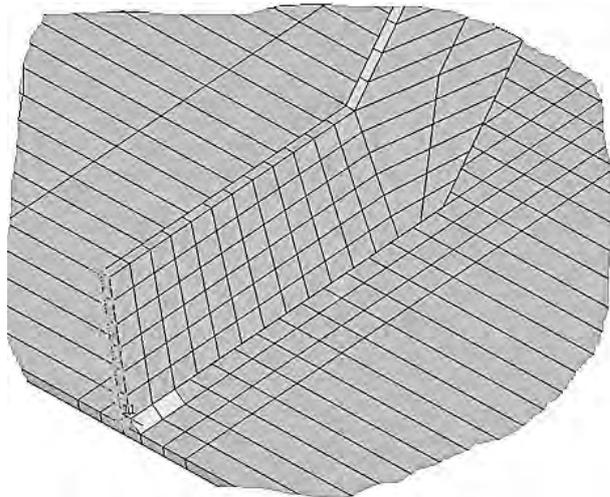


Рисунок 2.42 – КЭ-модель прихватки (основной металл шва отсутствует)

Такой подход позволил избежать влияния на результаты расчета той части швов, которая еще не наложена, что полностью соответствует реальному процессу сварки, при котором шов образуется в результате капельного либо струйного переноса металла сварочной проволоки в сварочную ванну и частичного оплавления свариваемых изделий.

В качестве динамического граничного условия задавалась поэлементная теплогенерация, которая перемещалась по элементам шва через определенный интервал времени и имитировала движение сварочной дуги по шву. Величина теплогенерации и временной интервал ее перемещения

зависят от режимов сварки и размеров конечных элементов, к которым она прикладывается.

Интервал времени t , через который происходит перемещение теплогенерации от одного элемента к другому,

$$t = \frac{L_3}{V_c},$$

где L_3 – длина элемента шва, м;

V_c – скорость сварки, м/с.

Теплогенерация q_v , прикладываемая к шву, определяется по эмпирической формуле [19]

$$q_v = \frac{37,68 \cdot 10^9 \cdot 2\pi\lambda V_c T_{\text{п}}}{\eta IU},$$

где λ – коэффициент теплопроводности стали, Дж/(м·с·°С);

$T_{\text{п}}$ – температура плавления, °С;

η – коэффициент полезного действия процесса сварки;

I – сила тока, А;

U – напряжение, В.

Для задания динамически изменяющегося граничного условия была написана специальная управляющая программа, блок-схема которой представлена на рисунке 2.43.

Суть программы состоит в том, что она выбирает элементы первого шва, затем перебирает элементы, принадлежащие этому шву в направлении сварки через интервал времени t , задавая теплогенерацию к каждому из последующих швов и снимая с предыдущих. Далее программа переходит к элементам следующего шва и повторяет аналогичные операции.

2.7.2 Анализ напряженно-деформированного состояния металлической составляющей КНЭСК при сварке. В результате реализации моделей (см. рисунок 2.41) могут быть получены количественные и качественные распределения температур, перемещений, деформаций, напряжений для любого момента времени сварки или временного промежутка как для всей модели, так и для любого ее участка (рисунки 2.44–2.48).

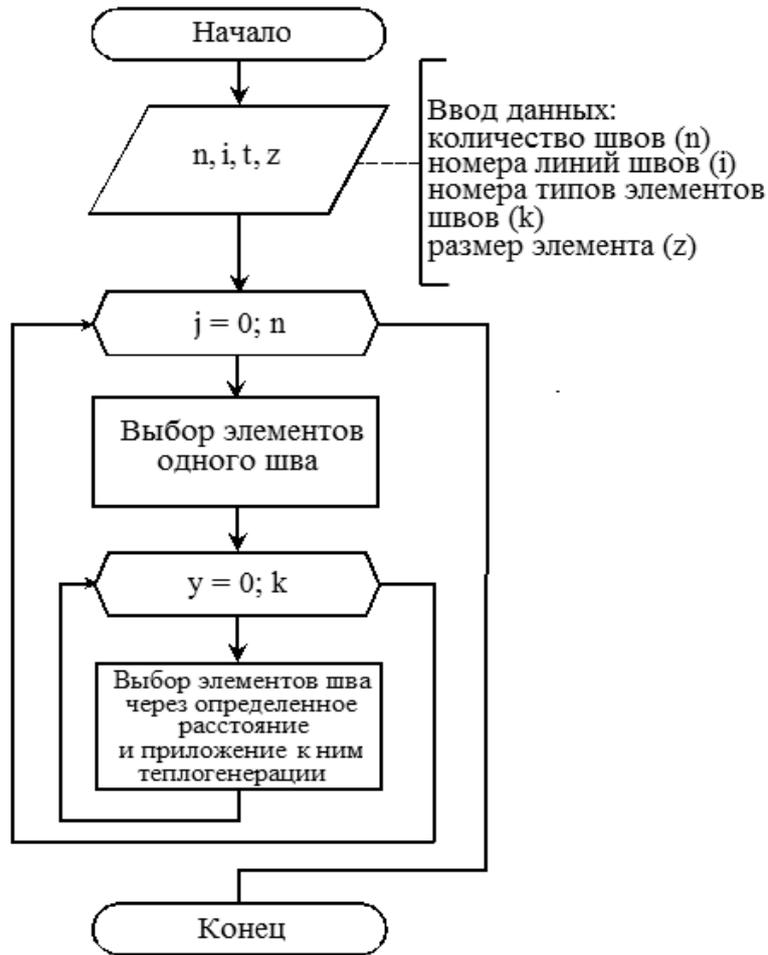
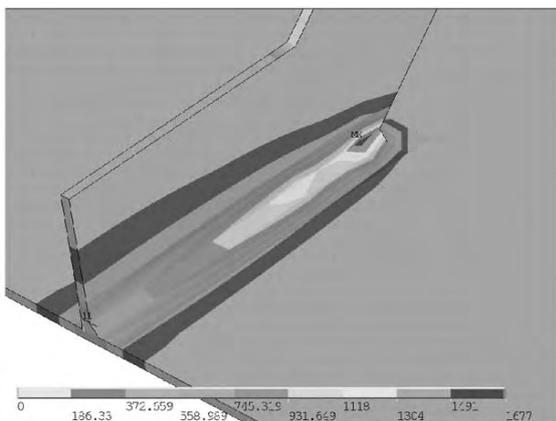
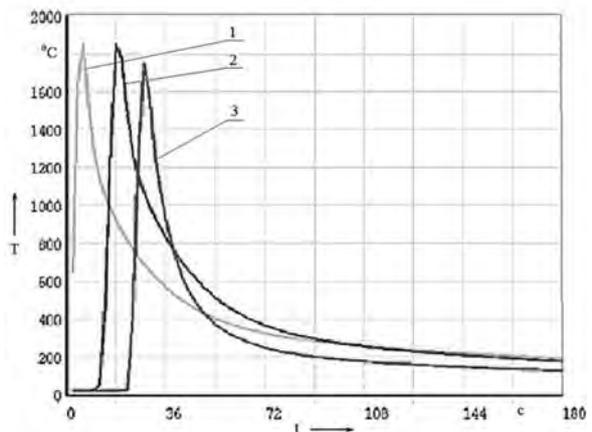


Рисунок 2.43 – Блок-схема управляющей программы для приложения поэлементной теплогенерации

а)

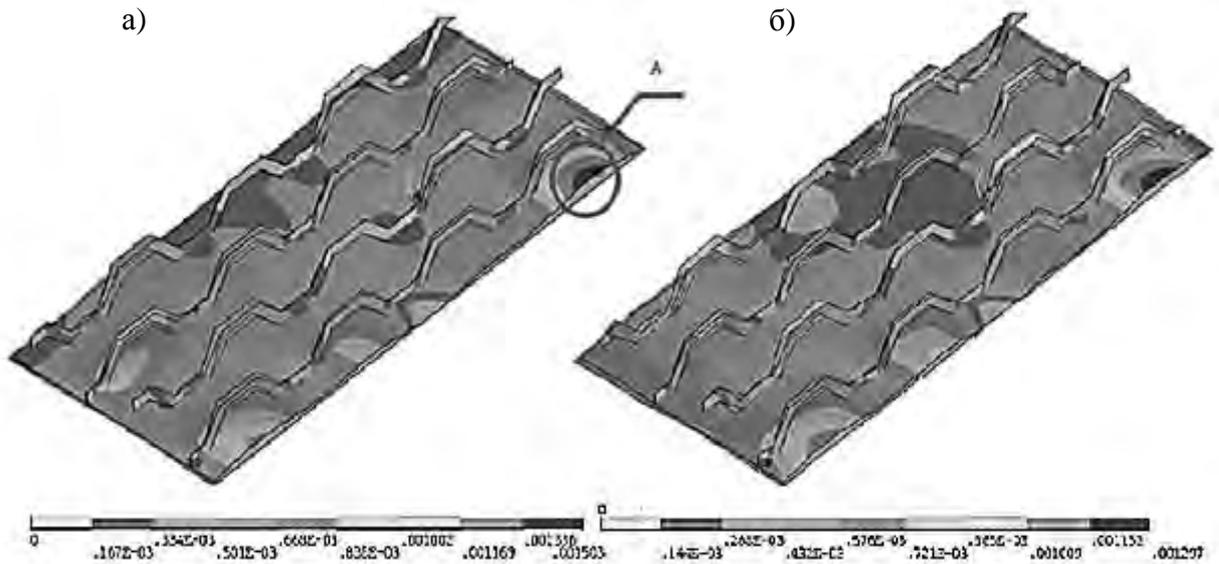


б)



а – после наложения первого шва; б – зависимость температуры от времени; 1 – начало шва; 2 – середина шва; 3 – конец шва

Рисунок 2.44 – Распределение температурных полей при наложении сварных швов



а – после наложения всех сварных швов; б – после остывания конструкции

Рисунок 2.45 – Распределение суммарных перемещений при выполнении сварки по техпроцессу завода-изготовителя

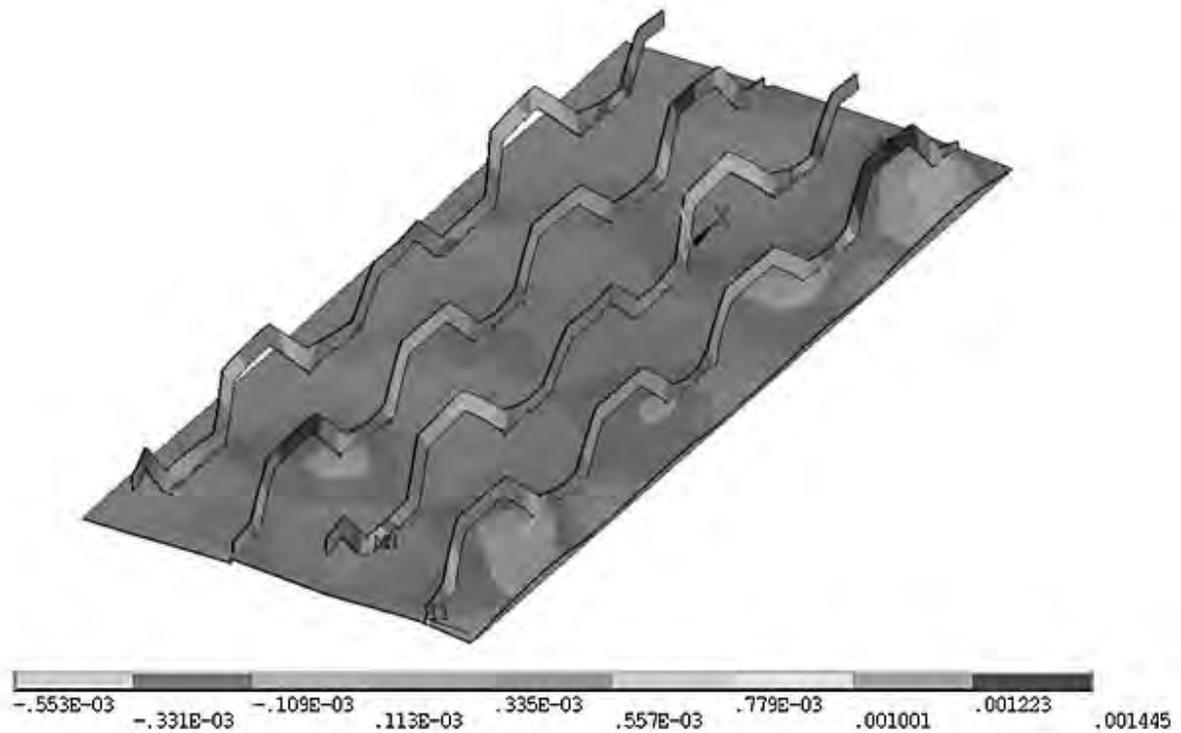
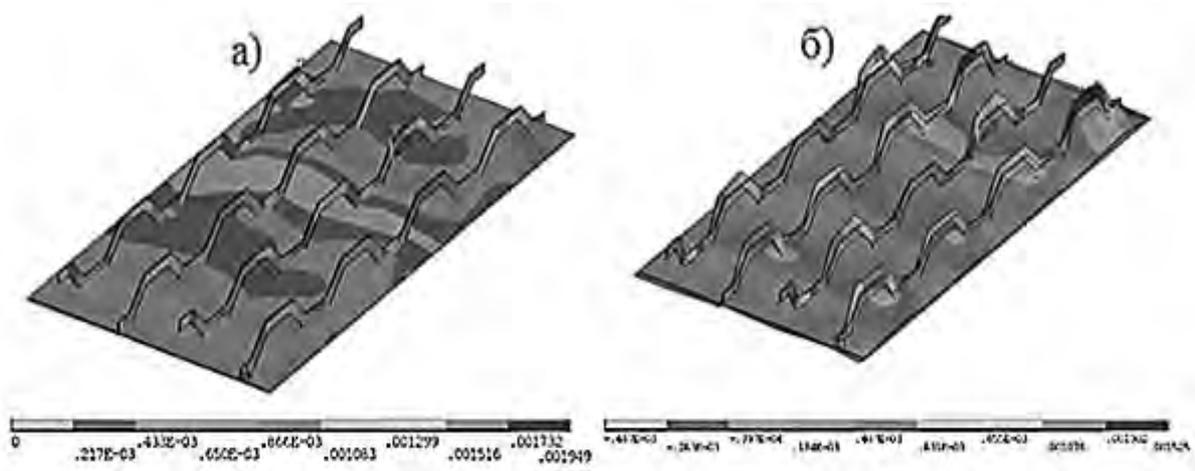
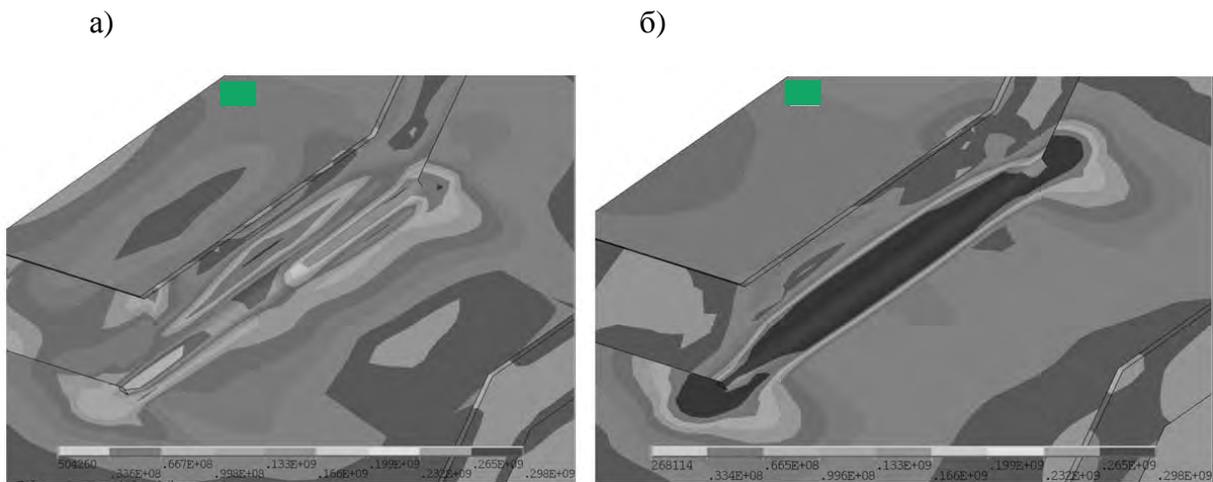


Рисунок 2.46 – Распределение перемещений по оси Y после остывания конструкции при сварке по техпроцессу завода-изготовителя



а – после наложения всех сварных швов; б – после остывания конструкции

Рисунок 2.47 – Распределение суммарных перемещений при выполнении сварки по альтернативному варианту последовательности наложения швов



а – непосредственно после наложения шва; б – после остывания шва до комнатной температуры

Рисунок 2.48 – Распределение эквивалентных напряжений

Соответствие температуры шва и околошовной зоны температуре плавления металла (см. рисунок 2.44, а) свидетельствует о хорошем проплавлении основного металла.

В процессе сварки по техпроцессу завода-изготовителя (см. рисунок 2.45) на нижнем листе металлической составляющей КНЭСК образуется волнистость с максимумом в области А.

При этом наблюдается отклонение фасонной арматуры в сторону, противоположную накладываемому шву (см. рисунок 2.46).

Максимальные остаточные перемещения нижнего листа составляют 1,2 мм, максимальное отклонение фасонной арматуры – порядка 0,7 мм. Полученные значения как возникающих в процессе сварки, так и остаточных перемещений и деформаций являются незначительными для конструкции в целом и не могут оказать существенное влияние на последующую сборку, поскольку максимальная стрела прогиба составляет менее 1 % от шага фасонной арматуры в продольном направлении.

Величина деформаций при сварке по альтернативному варианту (см. рисунки 2.47 и 2.48) также незначительна и составляет менее 1 % от шага фасонной арматуры. При альтернативном варианте наложения сварных швов наблюдается другой характер деформирования: волнистость на нижнем листе меньше, а отклонение фасонной арматуры в сторону, противоположную шву, немного больше, чем при наложении по техпроцессу завода-изготовителя.

Таким образом, при изготовлении металлической составляющей возможно применение любой из рассмотренных последовательностей наложения сварных швов ввиду незначительности остаточных сварочных деформаций.

Напряжения, возникающие в процессе сварки как по техпроцессу завода-изготовителя, так и при альтернативном варианте наложения швов, аналогичны и достигают значения предела текучести, т. е. происходит пластическое деформирование материала шва и околошовной зоны.

В процессе наложения шва максимальные напряжения возникают в основном металле и околошовной зоне (см. рисунок 2.48, а), в процессе остывания наложенного шва происходит его усадка и после остывания наиболее напряженными участками конструкции становятся шов и околошовная зона, значения максимальных эквивалентных напряжений достигают 298 МПа (см. рисунок 2.48, б).

Анализ величины и характера распределения максимальных остаточных растягивающих и сжимающих напряжений на главных площадках показывает, что в результате воздействия термомодеформационного цикла сварки основной металл и околошовная зона находятся в растянутом состоянии, а металл шва – в сжатом. Наиболее опасными являются растягивающие напряжения, следовательно, необходимо стремиться к их снижению. Для этого нужно тщательным образом подбирать режимы сварки и способы закрепления изделия в сборочно-сварочном приспособлении.

В то же время напряжения и перемещения, возникающие в процессе сварки, можно использовать и во благо. Для этого требуется в конструкции создать сварочные напряжения и перемещения, знак которых будет противоположен эксплуатационным нагрузкам, т. е. создать преднапряженную конструкцию.

Поскольку при сварке конструкций сложной формы без проведения натурного эксперимента невозможно однозначно судить о величине и направлении остаточных напряжений и перемещений, использование математического моделирования и соответствующих компьютерных технологий может и должно заменить дорогостоящий эксперимент. Тем самым значительно сократятся время и ресурсы, затрачиваемые на проектирование новых конструкций и усовершенствование уже существующих.

На практике следует стремиться к балансу между величиной остаточных напряжений и деформаций, что возможно при варьировании режимами сварки, последовательностью наложения швов и способами закрепления конструкции при сварке.

При сварке без закрепления проявляются большие по величине перемещения, что приводит к значительным остаточным деформациям свариваемого изделия. В свою очередь, при жестком закреплении свариваемого изделия уровень деформаций существенно снижается, однако растет уровень напряжений, что также может вызвать опасные повреждения во время эксплуатации, вплоть до потери несущей способности.

Разработанная методика анализа НДС сварных соединений обеспечивает прогнозируемость и адекватность результатов, получаемых в ходе ее применения, и позволяет исследовать поведение плоской или криволинейной стальной составляющей при различных режимах сварки, технологической последовательности наложения швов и используемого материала.

На базе предложенной методики моделирования процесса сварки возможна разработка механизма управления уровнем и характером распределения напряжений и деформаций, что с практической точки зрения позволит создавать сварные металлоконструкции с заданным напряженно-деформированным состоянием.

На основе предлагаемого механизма управления знакопеременные напряжения при циклическом нагружении конструкции возможно перевести в напряжения одного знака, а следовательно, снизить вероятность возникновения усталостных разрушений и повысить долговечность сварных стальных конструкций.

2.8 Эффективность применения КНЭСК в мостостроении

Композитные несущие элементы особенно экономически эффективны, по мнению авторов, при использовании их для строительства уникальных, сложных в конструктивном исполнении сооружений, таких как, например, путепроводы.

Основы проектирования, примеры расчетов и реализации в производстве достаточно широко опубликованы в научных журналах и докладывались на конференциях [9–25].

К основным преимуществам КНЭСК можно отнести:

- снижение трудоемкости и стоимости изготовления за счет использования стального листового проката, подкреплённого ребрами жесткости из безотходного раскроя стального листа в качестве опалубки;
- жесткое (на сварке) прикрепление арматурной сетки к ребрам жесткости;
- повышенное сцепление металлической и бетонной составляющих;
- высокая несущая способность объединенной композиции стали и бетона при действии временных нагрузок от транспортных средств и несущего стального каркаса на стадии возведения пролетных строений при укладке бетона независимо от порядка бетонирования плиты проезжей части;
- разнообразие конструктивных форм сооружений, в которых возможно эффективное применение КНЭСК.

КНЭСК может выступать в качестве базового элемента для широкой гаммы конструкций, поэтому конструктивно-технологические требования к нему должны определяться при разработке проектной документации на конкретную конструкцию.

Большой выбор геометрии полостей, форм и расположения упрочняющих элементов обеспечивает благоприятные конструктивные условия для образования в заполнителе пустот и каналов, что в ряде случаев приводит к снижению веса несущих элементов и открывает возможность устройства внутри них различных коммуникаций.

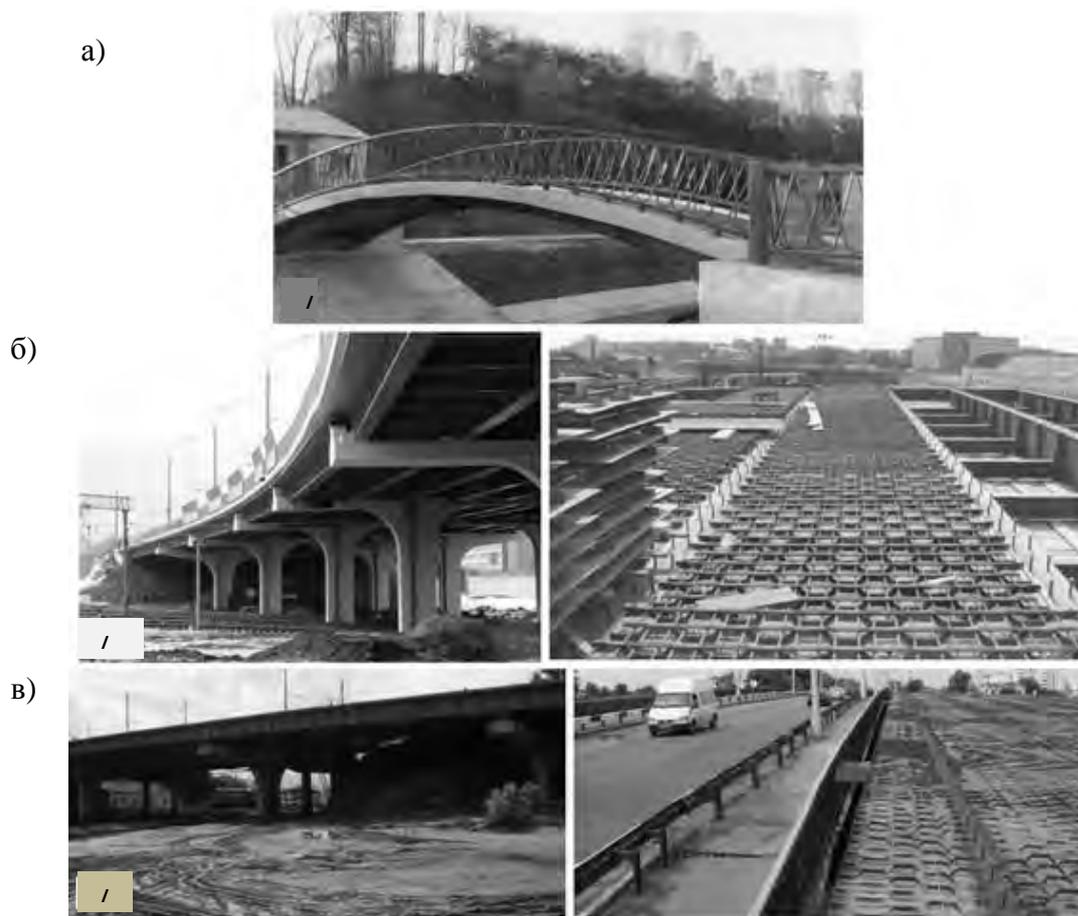
Эффективность конструкции доказана использованием КНЭСК в несущих конструкциях мостового полотна автодорожных путепроводов. На территории Беларуси спроектированы с применением КНЭСК, возведены и успешно эксплуатируются четыре объекта мостостроения. В 2005 г. построен пешеходный мост через реку Дубровенка в г. Могилеве (рисунок 2.49, а). Уникальные автодорожные путепроводы сооружены в 2008 г. в г. Минске (рисунок 2.49, б), а в 2011–2015 гг. – в г. Гомеле (рисунок 2.49, в).

Путепровод в г. Минске построен над железнодорожными путями станции Минск-Северный. Металлоконструкции изготавливались на ОАО «Строммаш» (г. Минск). Некоторые этапы изготовления металлоконструкции показаны на рисунке 2.50.

Металлические составляющие КНЭСК монтировались на несущих продольных и поперечных балках (рисунок 2.51). Затем выполнялось бетонирование непосредственно по смонтированной металлоконструкции КНЭСК (рисунок 2.52).

Исходя из опыта проектирования, для проезжей части путепроводов геометрические параметры конструктивных элементов стальной составляющей КНЭСК рекомендуется назначать в зависимости от особенностей

конструкции путепровода и условий эксплуатации в следующих пределах: толщина формообразующего листа – 4–12 мм; толщина листовой арматуры – 4–16 мм; высота листовой арматуры – 70–170 мм; высота волны листовой арматуры – 30–50 мм; угол наклона волны листовой арматуры – 45°; диаметр продольной стержневой арматуры – 12–22 мм; диаметр поперечной стержневой арматуры – не менее 10 мм.



а – пешеходный мост в г. Могилеве; б – общий вид и фрагменты мостового полотна в процессе монтажа автодорожных путепроводов в г. Минске; в – в г. Гомеле

Рисунок 2.49 – Примеры использования КНЭСК в несущих конструкциях путепроводов

Необходимо подчеркнуть, что в бетонной части КНЭСК – *матрице* – при бетонировании могут быть образованы специальные полости и каналы для размещения датчиков и оптоволоконных кабелей для передачи информации (см. подразд. 2.4).

Применение КНЭСК в несущих конструкциях мостового полотна автодорожных путепроводов над путями железнодорожных линий имеет следующие преимущества:

– более безопасное строительство путепроводов в условиях ведения работ над действующими, в том числе электрифицированными, путями на перегонах и станциях с минимальным количеством «окон» в движении поездов;

– более благоприятные условия ведения монтажных работ в зимний период при отрицательных температурах металлоконструкций, что существенно сокращает сроки строительства;

– снижение трудозатрат на строительной площадке по сравнению с известными и широко распространенными в практике мостостроения конструктивными формами цельнометаллических, железобетонных и сталежелезобетонных пролетных строений мостовых сооружений;

– меньшая, по сравнению с железобетонными конструкциями, строительная высота пролетных строений и возможность эффективно использовать КНЭСК для кривых и сложных в плане мостов и транспортных развязок;

– повышенная долговечность пролетных строений при минимальных эксплуатационных затратах на поддержание необходимого уровня антикоррозионной защиты.

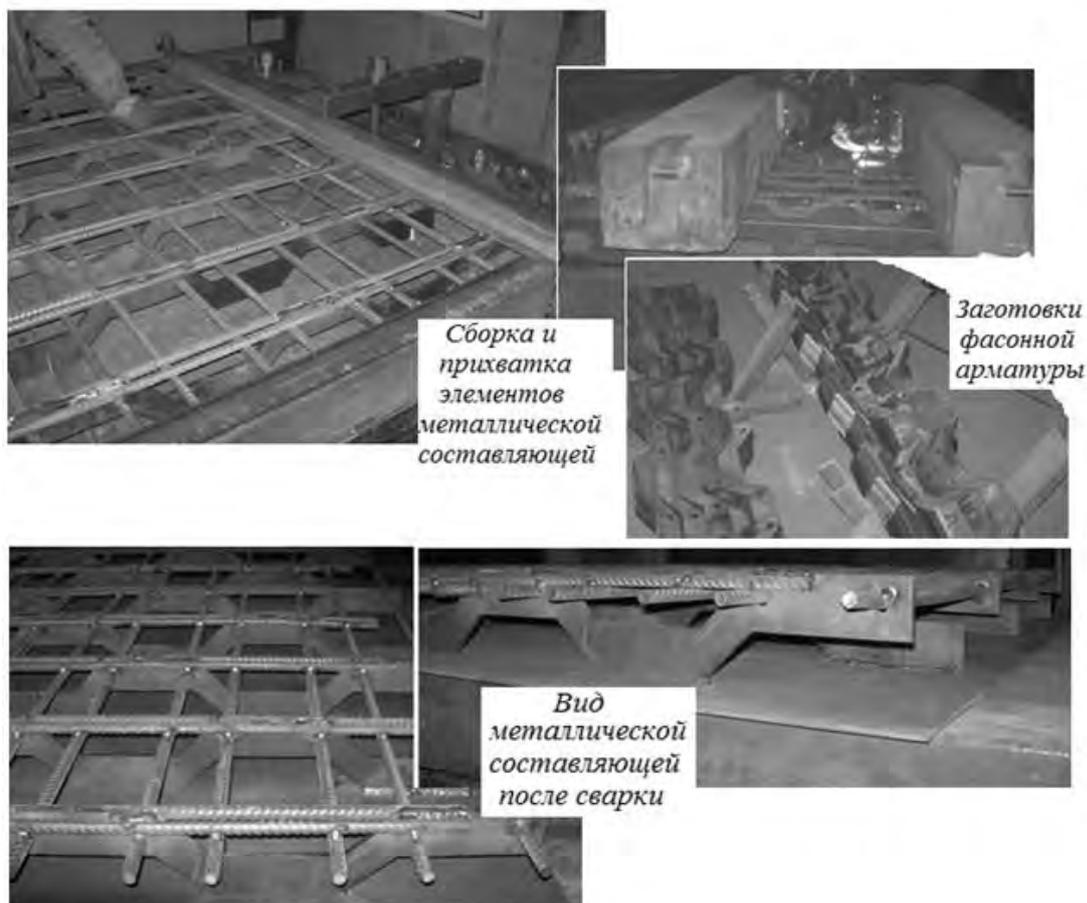
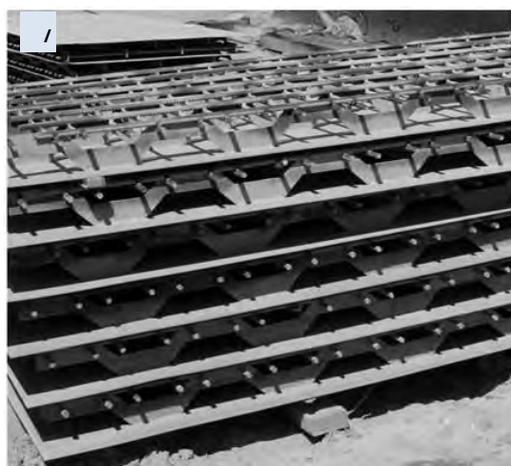


Рисунок 2.50 – Этапы заводского изготовления металлической составляющей КНЭСК



Рисунок 2.51 – Металлическая составляющая КНЭСК при монтаже путепровода Минск-Северный

а)



б)



а – металлические составляющие КНЭСК на монтажной площадке; б – проезжая часть путепровода на этапе бетонирования

Рисунок 2.52 – Монтажные работы на путепровode Минск-Северный

Немалую заинтересованность в практическом развитии тематики по промышленному использованию разработки проявило руководство холдинга «Группа компаний Протос», предприятия которого успешно работают в Могилевском районе.

Удобное географическое расположение, значительный опыт по изготовлению сварных конструкций позволили холдингу при поддержке ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет» и ОАО «Мостострой» начать подготовку производства стальных мостовых конструкций, а также ряда других конструкций: каркасов пространственных зданий, ферм и ре-

зервуаров. В 2014 г. компанией реализован инновационный проект по строительству завода мостовых металлоконструкций. Объем инвестиций составил 15 млн долл., проектная мощность предприятия – 3000 т/мес. готовой продукции, планируемая – 1500 т/мес.

На производственных площадях холдинга при участии Белорусско-Российского университета изготовлен опытный образец конструкции КНЭСК (рисунок 2.53).



Рисунок 2.53 – Опытный образец КНЭСК (март 2012 г.) для второй очереди путепровода в г. Гомеле (ул. Полесская)

Стоимость изготовления опытного образца КНЭСК в условиях холдинга «Группа компаний Протос» для второй очереди путепровода по ул. Полесской в г. Гомеле составила 2320 белорус. р. (23200000 белорус. р.) с НДС за 1 т, что в 2,5 раза дешевле, чем стоимость конструкций для пролетных строений первой очереди этого путепровода (конструкции изготавливались на ПАО «Днепропетровский завод металлоконструкций им. И. В. Бабушкина, Украина).

На предприятии внедрена система контроля качества ISO 9001:2001, установлена двойная система контроля качества мостовых конструкций, проведена сертификация продукции на соответствие техническим требованиям (сертификат соответствия), а для осуществления экспортных поставок получены сертификат соответствия нормам ЕЭС и DIN и сертификат происхождения продукции.

Сбыт продукции ориентирован на рынки Беларуси, России, Казахстана, Украины, а также стран ЕС.

3 Работоспособность монтажных стыков сварных конструкций из композитных элементов с несущей металлической оболочечной арматурой

Теоретические и экспериментальные исследования работоспособности монтажных стыков выполнялись в рамках диссертационной работы С. В. Богданова [26]. Некоторые результаты изложены в данном разделе.

3.1 Верификация методик исследования напряжений и деформаций

В исследованиях силовых и деформационных полей в несущих элементах применялись расчетные методы (аналитические и численные). При их разработке и дальнейшем использовании должна быть обеспечена точность получаемых результатов расчетов.

Для верификации методик исследования напряжений и деформаций производились расчеты железобетонной балки, армированной стержневой арматурой (рисунок 3.1), по трем методикам [27]:

- 1) по методике, разработанной С. В. Богдановым [26] (методика 1);
- 2) по методике, разработанной Калифорнийским и Орегонским техническими университетами [28] (методика 2);
- 3) по результатам расчетного эксперимента – компьютерного моделирования (методика 3).

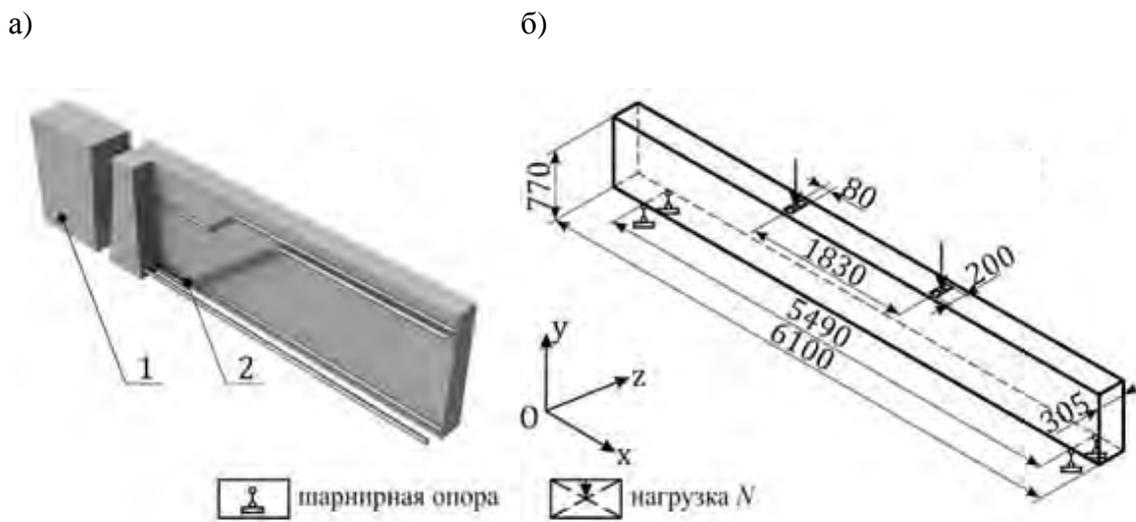


Рисунок 3.1 – Конструкция железобетонной балки (а) и ее расчетная схема (б)

Использовался бетон класса С 30/37 с армированием прутковой арматурой из стали 09Г2С постоянного сечения диаметром 24 мм.

Упругие характеристики материалов представлены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Упругие характеристики материалов КНЭСК

Материал	Модуль Юнга E , Па	Коэффициент Пуассона ν
Сталь 09Г2С	$2 \cdot 10^{11}$	0,3
Бетон класса С 30/37	$2,9 \cdot 10^{10}$	0,2

По результатам реализации математической модели строились диаграммы деформирования балки, описывающие изменение стрелы прогиба U_y при увеличении нагрузки N от 0 до 610 кН с учетом растрескивания и раскroшивания бетонного заполнителя.

На рисунке 3.2 представлены графики изменения стрелы прогиба (максимального значения прогиба образца U_y в его середине) по длине от нагрузки, полученные с использованием анализируемых методик.

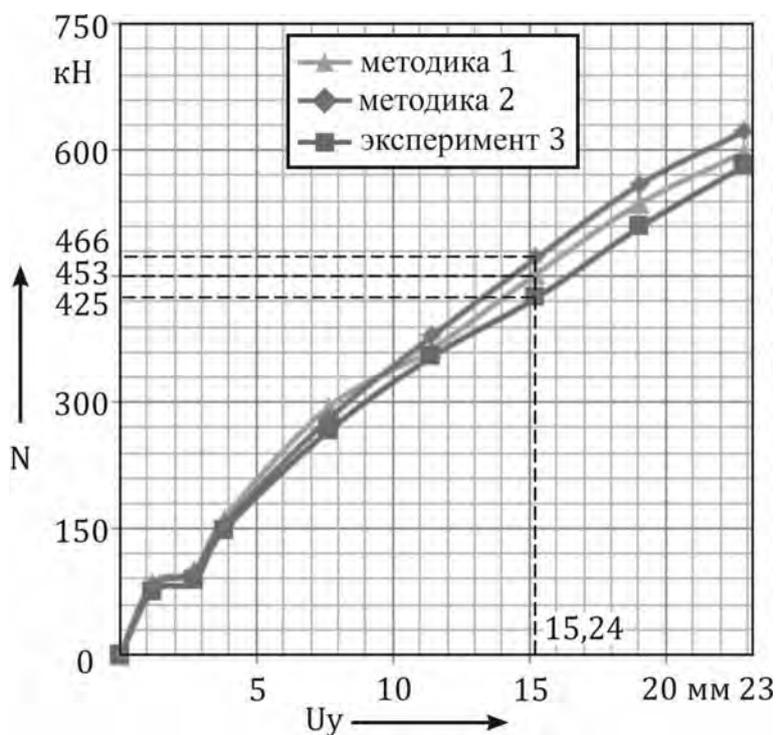


Рисунок 3.2 – Зависимость стрелы прогиба U_y от нагрузки N

Установлена погрешность методик по сравнению с экспериментальными данными в области первого трещинообразования. Она составляет: для первой методики – 11,4 %, для второй – 8,2 %.

Максимальная погрешность методик соответствует прогибу в 15,24 мм и равна для первой – 13,2 %, для второй – 16,6 %. По этому показателю первая методика определения и исследования силовых и деформационных полей оказалась более точной.

Сравнивались также результаты экспериментальных исследований на компьютерных моделях (методика 3) и натурных испытаний образцов из КНЭСК: монолитного образца (без монтажного стыка) и образца с монтажным стыком [29].

Определялись максимальные прогибы при соответствующих нагрузках монолитного образца и образца со сварным монтажным стыком габаритными размерами 600 × 150 × 120 мм. Схема нагружения образцов приведена на рисунке 3.3.

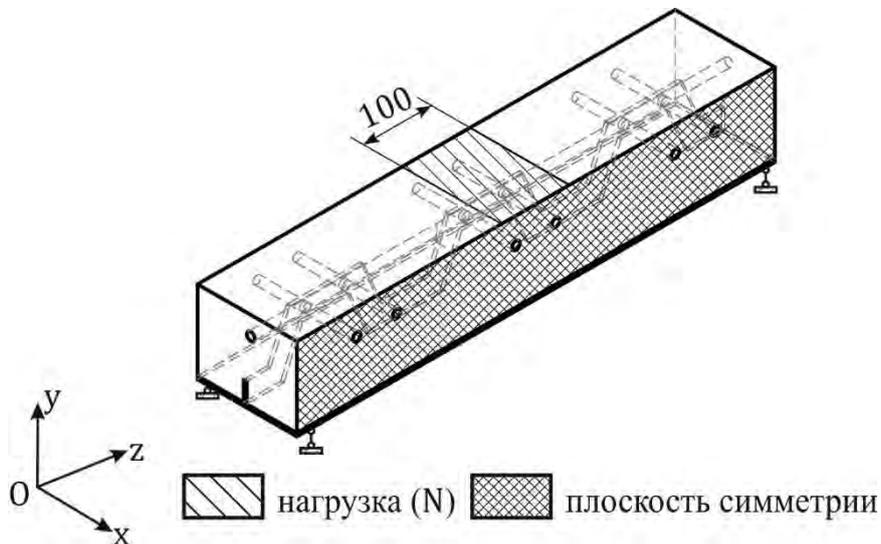


Рисунок 3.3 – Схема нагружения образцов

Металлическая арматура образцов выполнена из стали 09Г2С. Кубиковая прочность бетона определялась в соответствии с [30]. Модуль Юнга составлял 16 ГПа, предел прочности на сжатие f_c – 28,8 МПа, предел прочности на растяжение f_{ct} – 2 МПа.

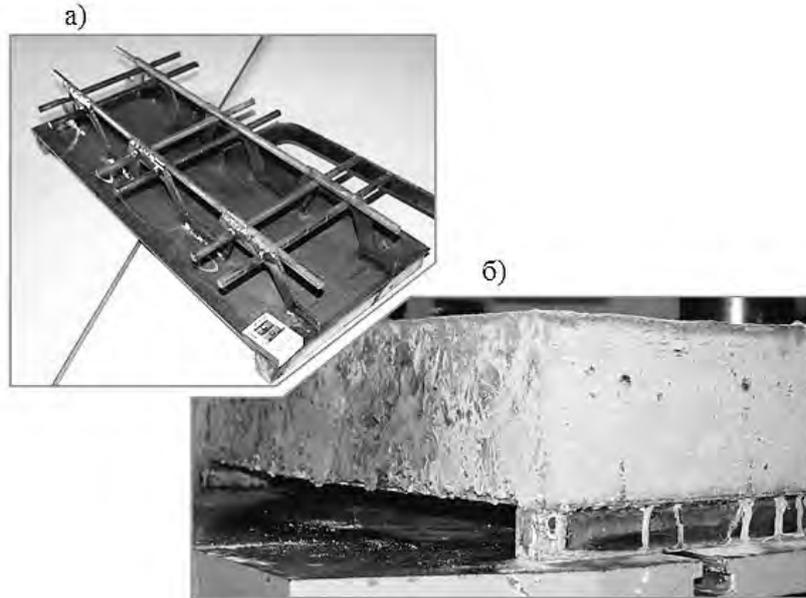
На рисунках 3.4 и 3.5 представлены монолитный образец и образец с монтажным стыком до и после заполнения бетоном.

На рисунке 3.6 изображены образцы после испытаний.

Стрела прогиба образца U_y определялась индикатором часового типа с делением шкалы в 0,01 мм. Результаты измерений в зависимости от нагрузки N и прогиба образца U_y представлены на рисунке 3.7.

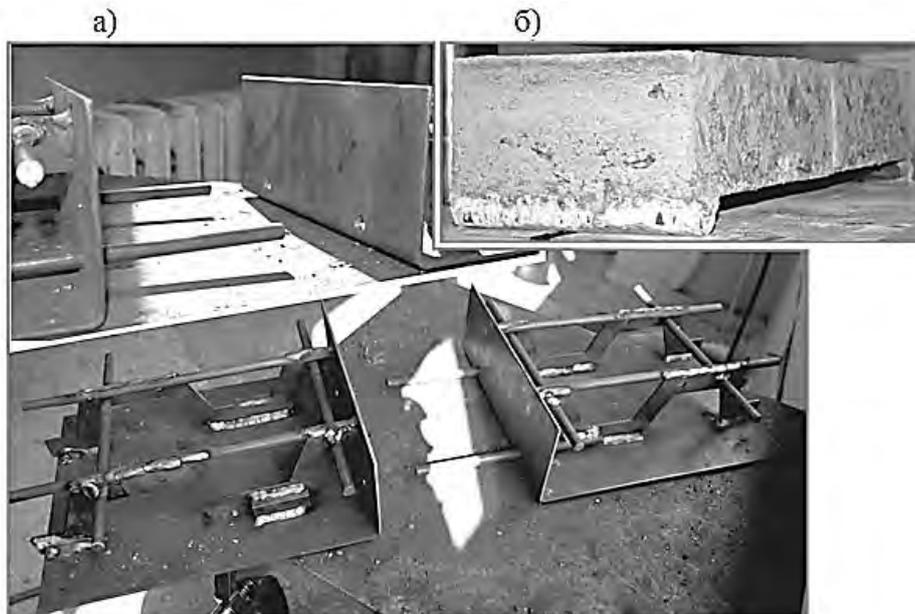
Характер разрушения образцов (расположение трещины в бетоне) отличается. Образец без монтажного стыка разрушается посередине, а

трещина на образце с монтажным стыком проходит в стороне от него (см. рисунок 3.6). Причем при одной и той же нагрузке прогиб образца с монтажным стыком значительно больше.



а – металлическая арматура КНЭСК до заполнения бетоном; б – образец после заполнения бетоном

Рисунок 3.4 – Монолитный образец (без монтажного стыка)



а – металлическая арматура КНЭСК с монтажным стыком до сборки; б – образец со сварным монтажным стыком после заливки бетоном

Рисунок 3.5 – Образец с монтажным стыком

а)

б)



а – образец без монтажного стыка; б – образец со сварным монтажным стыком

Рисунок 3.6 – Образцы после проведения эксперимента

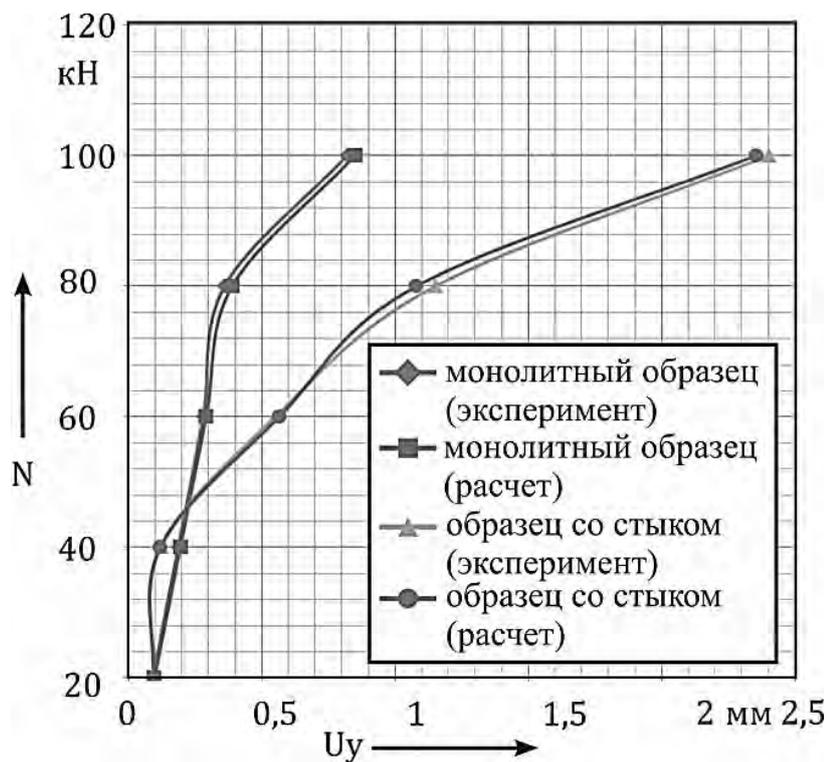


Рисунок 3.7 – К оценке точности методики прогнозирования прочности конструкций из КНЭСК

Из полученных результатов следует, что более высокой несущей способностью обладают монтажные стыки.

Максимальные расхождения между расчетными и экспериментальными значениями прогиба (см. рисунок 3.7) для монолитного образца составляют 7,78 %, для образца с монтажным стыком – 6,09 %.

Проведенные экспериментальные и численные исследования подтвердили, что разработанная автором методика для исследования работоспособности конструкций из КНЭСК учитывает особенности поведения хрупких материалов и обеспечивает достаточную точность получаемых результатов.

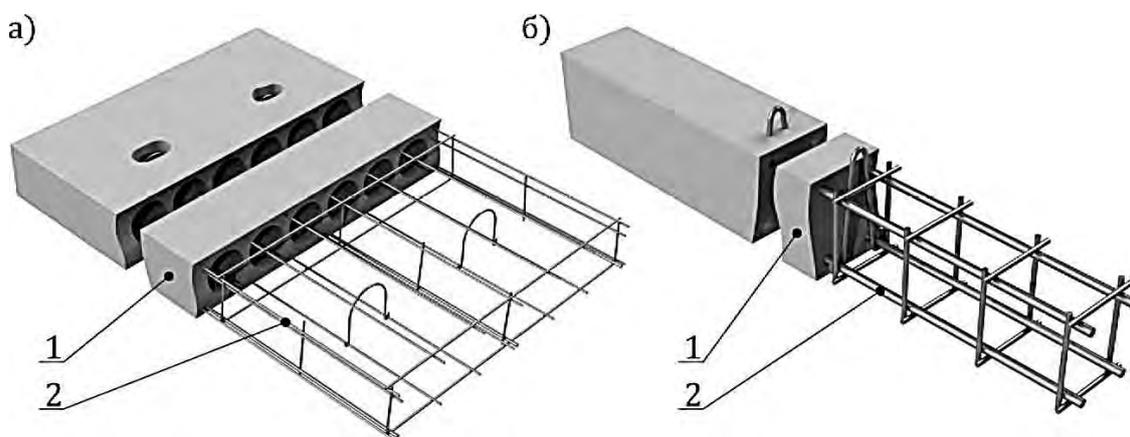
Результаты анализа напряженно-деформированного состояния позволили выполнять исследования быстровозводимых конструкций из КНЭСК и их монтажных стыков без проведения натурных экспериментов.

3.2 Целесообразность применения КНЭСК по технико-экономическим показателям

Анализ целесообразности применения КНЭСК по технико-экономическим показателям при замене типовых железобетонных конструкций был условно разделен на два этапа.

Первый этап – разработка конструкций базовых объектов-аналогов конструкциям из КНЭСК с сохранением их экономических показателей и габаритных размеров.

В качестве базовых объектов были приняты многопустотная плита перекрытия ПК.57.12.4А с габаритными размерами 5680 × 1190 × 220 мм и перемычка типа ПБ марки 6ПБ35-37 с габаритными размерами 3500 × 250 × 290 мм [31, 32], армированные стержневыми элементами переменного сечения с разными диаметрами (рисунок 3.8).



а – плита; б – перемычка; 1 – бетон; 2 – стержневая арматура

Рисунок 3.8 – Конструкции базовых объектов

Был найден дополнительный объем бетонного заполнителя при сохранении экономических показателей и габаритных размеров аналогов [33]. Конструкции сварной оболочечной арматуры аналогов определялись параметрами варьирования и геометрическими параметрами волны ребристых армирующих элементов.

На *втором этапе* выполнялось сравнение несущей способности по максимальным прогибам базовых объектов и разработанных аналогов.

Для сравнения несущей способности при одинаковых условиях нагружения разработанных аналогов из КНЭСК и базовых объектов реализованы математические модели метода конечных элементов (МКЭ).

Расчетные схемы с приложенными нагрузками и граничными условиями этих моделей представлены на рисунке 3.9. Величина распределенной нагрузки q определена исходя из принятого для сравнения веса в 3 т, суммарно приходящегося на верхнюю поверхность рассматриваемых объектов в зависимости от ее площади. Распределенная нагрузка составила: для плиты – 8870 Н/м^2 , для перемычки – 33634 Н/м^2 .

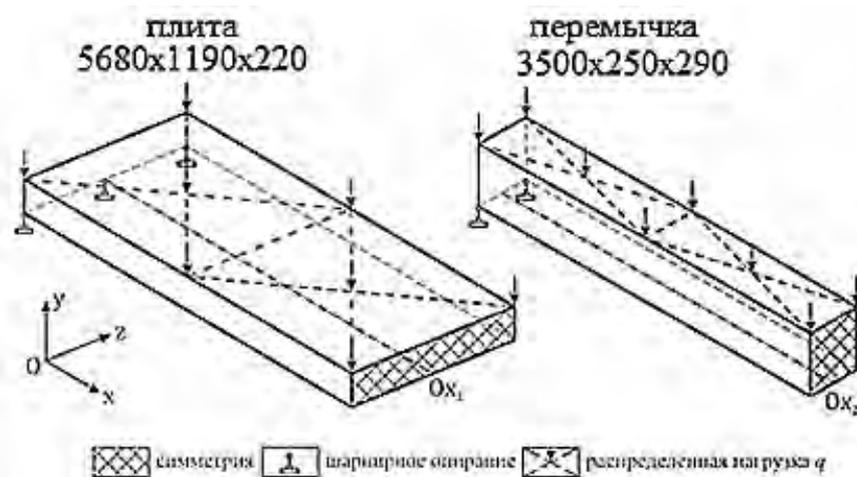
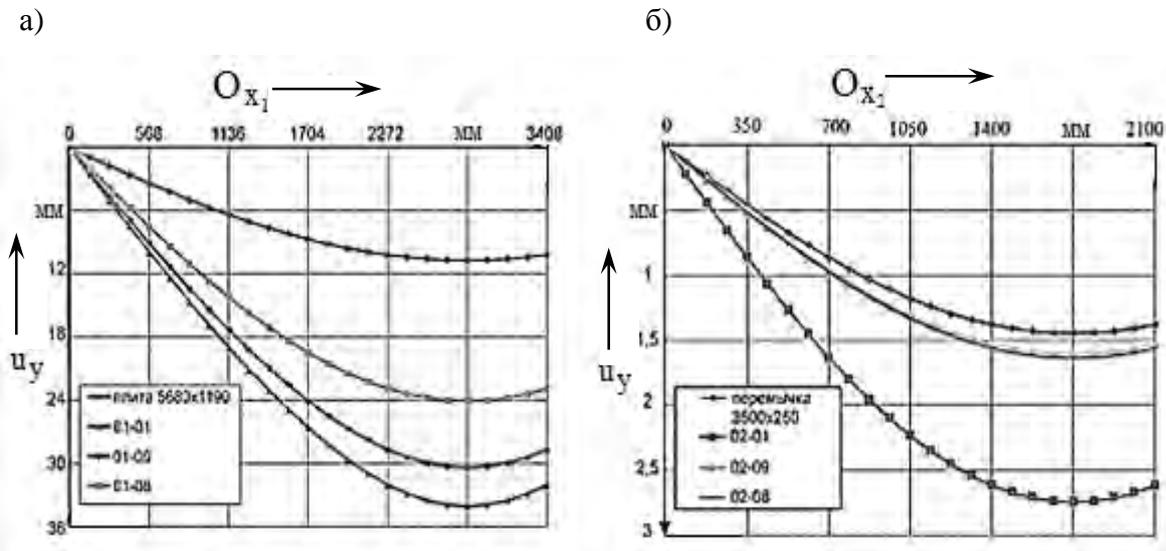


Рисунок 3.9 – Расчетные схемы МКЭ-моделей объектов-аналогов из КНЭСК с приложенными нагрузками и граничными условиями

Точность и адекватность получаемых результатов обеспечивались тем, что поведение материалов рассматривалось в нелинейной постановке: для металла – по двухлинейной упрощенной диаграмме деформирования, а для бетона – по полной параболической идеализированной [34].

Проанализировано 80 конструктивных исполнений аналогов (40 для плит, 40 для перемычек) с различными сочетаниями параметров варьирования и геометрических параметров ребристых армирующих элементов, определенных в соответствии с их конструктивными особенностями и габаритными размерами базовых объектов.

Некоторые результаты реализации математических моделей представлены на рисунке 3.10.



а – распределение перемещений для плиты по Oy вдоль Ox_1 ; б – распределение перемещений для перемычки по Oy вдоль Ox_2

Рисунок 3.10 – Перемещения (прогибы) по длине плиты и перемычки в направлении их толщины

Разработанные аналоги обладают меньшей несущей способностью, чем базовые объекты. Прогибы для плит-аналогов, разработанных с соблюдением экономических показателей и габаритных размеров базовых объектов, в 2,2–3,2 раза превышают прогибы базового объекта. Прогибы перемычек-аналогов превышают их в 1,1–1,89 раза.

Установлено, что экономический эффект от изменения металлоемкости и сопутствующее повышение трудоемкости в большинстве случаев не позволяют разработать конструкцию из КНЭСК с экономическими и прочностными показателями, аналогичными базовому объекту в пределах его габаритных размеров. Дополнительные затраты на листовый металл, операции сварки и резки в исполнении из КНЭСК часто превышают стоимость всего бетона типового исполнения. Это свидетельствует о том, что при данном сочетании параметров варьирования и геометрических параметров волны листовых упрочняющих элементов сварная оболочечная арматура, даже без бетонного компонента, дороже базового объекта.

Объекты-аналоги, разработанные с соблюдением соответствия экономических показателей, обладают меньшей несущей способностью, чем типовые железобетонные конструкции, ввиду снижения объема бетона в конструкции и недостаточности несущей способности дополнительно вве-

денного металлического армирования. Из этого следует, что замена *типовых конструкций* с малой долей металлического армирования на конструкции из КНЭСК неэффективна.

Удельная металлоемкость перемычек больше, чем у плит, поэтому эффективность по экономическим показателям использования КНЭСК растет с увеличением удельной металлоемкости конструкции.

В связи с этим эффективным с технико-экономической точки зрения будет применение КНЭСК в уникальных, а не типовых сооружениях, в том числе в сварных оболочечных и в наиболее металлоемких железобетонных конструкциях.

3.3 Пути снижения эксплуатационных нагрузок на сварные соединения монтажного стыка

Конструкция КНЭСК позволяет использовать модульный принцип образования пространственных форм, но только в заводских условиях. Для обеспечения соблюдения указанного принципа на этапе возведения были созданы конструкции краевых монтажных стыков сегментов из КНЭСК. Предложены конструкции монтажных стыков со сварными соединениями для быстромонтируемых сегментов пролетных сооружений из КНЭСК, что позволяет сократить сроки возведения и отказаться от опалубочных и подпорных систем [35, 36].

Разгрузка и повышение несущей способности монтажных стыков достигнуты реализацией мероприятий по четырем основным направлениям: усиление сварных соединений, изменение геометрии отбортовок формообразующих листов монтажного стыка, применение дополнительных способов армирования, изменение геометрии поверхностей контактирования бетонных компонентов в монтажном стыке.

К сварным монтажным стыкам, оболочечной арматуре и заполнителю конструкций из КНЭСК предъявляются следующие требования:

- достаточное сопротивление эксплуатационным нагрузкам;
- сохранение максимальной целостности заполнителя для равномерности распределения силовых и деформационных полей;
- достаточная коррозионная стойкость;
- герметичность вплоть до вакуумной;
- неразрывность поверхностных связей, защита заполнителей от деструкции во время сварки, обеспечение совместности деформирования компонентов;
- возможность наложения сварных швов монтажных стыков в удобных пространственных положениях.

В таблице 3.2 приведены предлагаемые способы разгрузки сварных монтажных стыков и конструктивно-технологические рекомендации для достижения поставленных целей.

Таблица 3.2 – Способы обеспечения требуемого сопротивления эксплуатационным нагрузкам

Повышение несущей способности монтажных сварных швов		Снижение доли сил, приходящихся на сварные швы			
Достигается					
Увеличением поперечного сечения	Повышением прочностных свойств	Изменением поверхностей контактирования в монтажном стыке		Армированием монтажного стыка	Вынесением монтажных швов в менее нагруженные области
		отбортовок формообразующих листов	заполнителей		
Конструктивные и технологические решения					
Увеличение глубины проплавления в монтажных стыках с отбортовками формообразующих листов	Легирование сварного шва	Расположение контактной поверхности к формообразующему листу под углом, отличным от 90°	Образование пазового соединения	Закладными элементами	Монтаж с промежуточными элементами
Увеличение толщины формообразующего листа в области монтажного стыка	Применение легированных сталей	Образование пазового соединения, или взаимное опирание	–	Замковыми элементами	Измененная форма отбортовок формообразующего листа

Несущей способности сварных соединений монтажного стыка в большинстве случаев недостаточно, поэтому монтажные стыки дополнительно необходимо армировать. Армирование может выполняться как закладными, так и замковыми элементами (рисунок 3.11).

Определены граничные условия неразрывности сцепления сварной оболочечной арматуры из конструкционных сталей и заполнителя из бетонов с плотностью от 2200 до 2400 кг/м³. В зависимости от сочетания их марок величина допустимой температуры лежит в пределах от 185 до 295 °С.

Разработанная кандидатом технических наук С. В. Богдановым уникальная система базовых конструкций сварных монтажных стыков для

КНЭСК систематизирована и запатентована в зависимости от 12-ти видов сечения формообразующих листов, уровня действующих нагрузок, способов достижения требуемого сопротивления эксплуатационным нагрузкам и монтажа [17, 36, 37].

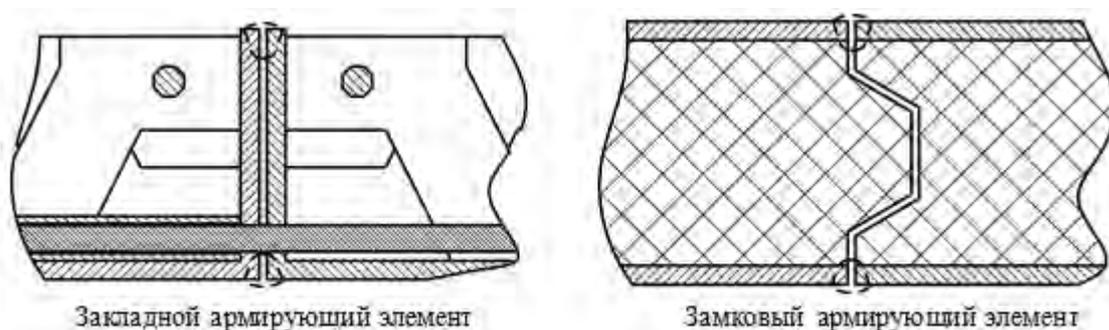
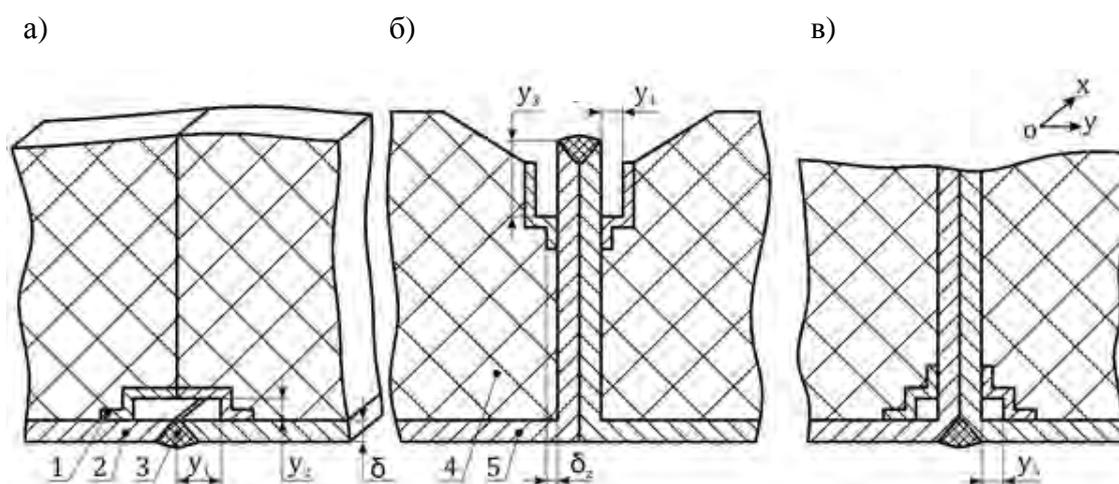


Рисунок 3.11 – Варианты армирования монтажного стыка

Нагрев заполнителя в процессе сварки при монтаже выше допустимой температуры не происходит благодаря защитным элементам, перераспределяющим тепло в зоне термического влияния. Установлены и исследованы условия, обеспечивающие результативность совместной работы компонентов, исключая деструкцию бетонного заполнителя и нарушение прочности поверхностного сцепления.

При расчете геометрических параметров защитных элементов все разработанные сварные монтажные стыки для быстровозводимых объектов из КНЭСК сводятся к одному из трех расчетных случаев (рисунок 3.12).



1 – защитный элемент; 2 – формообразующий лист; 3 – сварное соединение монтажного стыка; 4 – заполнитель; 5 – формообразующий лист с отбортовкой

Рисунок 3.12 – Расчетные случаи сварных монтажных стыков

На основе уравнений теории сварочных процессов выведено параметрическое уравнение для определения геометрических параметров защитных элементов y_1, y_3, y_5 с учетом теплоотдачи с поверхностей пластины

$$y_i = \frac{q\sqrt{2}/(\pi e)}{2c\rho v\delta\Delta T} \left[\left[\left((A_i + B_i\Delta T)(\ln(1+v10))^{C_i+D_i\Delta T} - 1 \right) \times \right. \right. \\ \left. \left. \times \ln(q) + \left(\frac{1}{E_i F_i \Delta T e^{\ln(1+v10)G_i+H_i\Delta T}} \right) \right] - 1 \right],$$

где $A_i, B_i, C_i, D_i, E_i, F_i, G_i, H_i$ – параметры, величина которых зависит от толщины δ формообразующих листов номера i расчетного случая;

$c\rho$ – коэффициент объемной теплоемкости. Принят постоянным и для конструкционных сталей равен $4,9 \text{ Дж}/(\text{см}^3 \cdot \text{К})$;

v – скорость перемещения источника тепла, $\text{см}/\text{с}$;

q – мощность источника тепла, Вт ;

ΔT – приращение температуры, К .

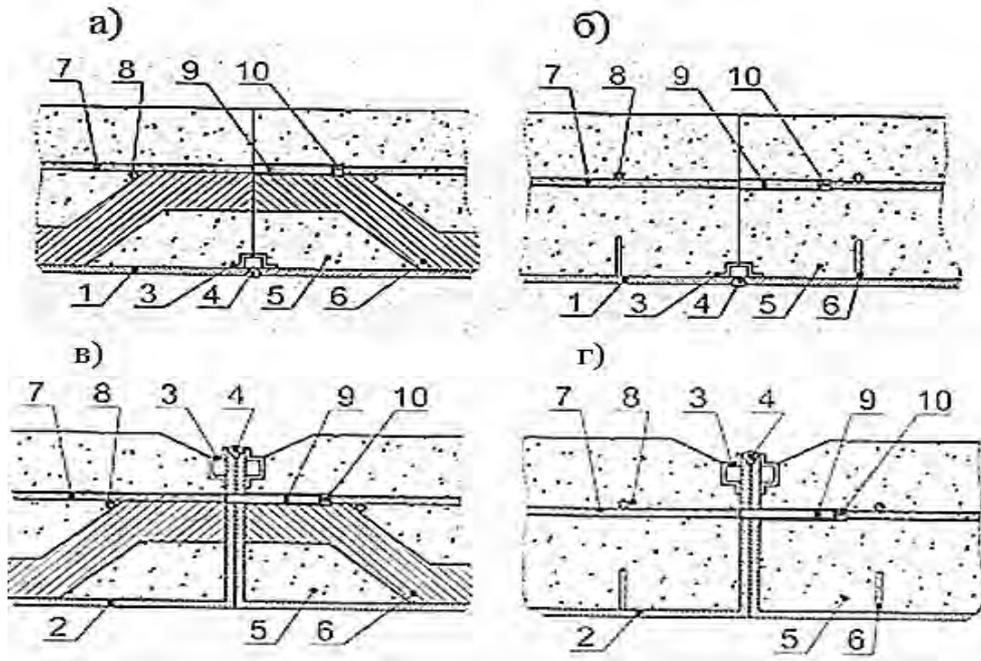
Значения геометрических параметров y_2, y_4 , зависящих от теплопередачи через воздушный зазор, определены при наиболее неблагоприятных условиях (воздух в зазоре равномерно нагрет до температуры плавления металла $T_{\text{пл}} = 1530 \text{ }^\circ\text{C}$; время нахождения защитного элемента в нагретой среде максимально исходя из максимума длины сварочной ванны и минимума скорости сварки) по зависимостям для расчета нестационарного теплообмена по числам подобия Фурье и Био ($y_2 = 1,24 \text{ см}$; $y_4 = 1,46 \text{ см}$).

Эффективное применение способов повышения несущей способности монтажного стыка и его сварных соединений достигается только при их комбинировании, что позволяет создавать уникальные монтажные стыки, соответствующие необходимым требованиям, зависящим от типов конструкций и условий их эксплуатации, расположения монтажных стыков и характера действующих нагрузок.

Конструкции монтажных стыков [37] не имеют аналогов. Далее приводится описание конструкций монтажных блоков. На рисунках 3.13 и 3.14 конструктивные элементы блоков обозначены: 1, 2 – формообразующие листы с отбортовкой и без отбортовки соответственно; 3 – защитные накладки; 4 – сварной шов; 5 – заполнитель; 6 – ребристые упрочняющие элементы; 7 – продольная арматура; 8 – поперечная арматура; 9 – закладная арматура; 10 – трубки.

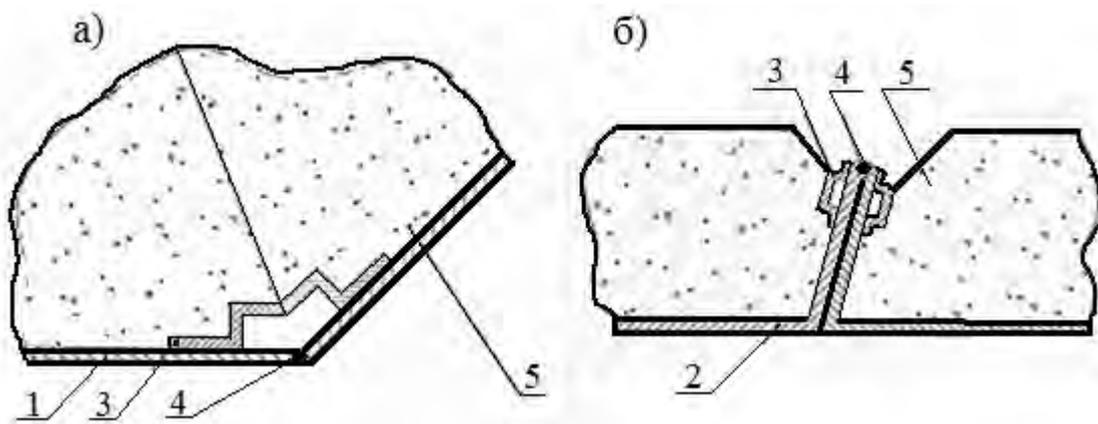
На рисунке 3.13 показаны сечения стыкового соединения строительных блоков из КНЭСК вдоль закладных арматур. Трубки соединены с продольными стержневыми арматурами и ребристыми упрочняющими элементами (см. рисунок 3.13, а, в) или с поперечными стержневыми арматурами (см. рисунок 3.13, б, г).

На рисунке 3.14 изображены сечения стыкового соединения строительных блоков из КНЭСК, в котором конфигурация формообразующего листа может быть выполнена с учетом особенностей и перспектив расширения конструктивных форм стыкового соединения строительных блоков.



а, б – без отбортовок формообразующих листов; в, г – с отбортовками формообразующих листов

Рисунок 3.13 – Сечения стыкового соединения строительных блоков из КНЭСК вдоль закладных арматур



а – сечение с отбортовкой, поверхности расположены под углом к формообразующему листу; б – сечение без отбортовки, поверхности формообразующих листов непараллельны

Рисунок 3.14 – Сечения стыкового соединения строительных блоков из КНЭСК, имеющие разную конфигурацию формообразующего листа

Блоки изготавливаются в заводских условиях до полной готовности к монтажу на строительной площадке. При монтаже блоки собираются при помощи закладных арматур 9 – на одном блоке и трубок 10 – на другом (см. рисунок 3.13). Затем производится сварка формообразующих листов 1 или 2.

Специальные защитные накладки 3, устанавливаемые вблизи зоны сварки, позволяют отказаться от выполнения «мокрых» технологий бетонирования, минимизируют неразрезность заполнителя 5.

При выполнении сварки величина температурных деформаций заполнителя и металла достигает определенных значений, которые вызывают появление напряжений, превышающих силы сцепления между указанными компонентами. Накладки гарантируют защиту от деструкции и отслоения заполнителей от металлических компонентов блоков. Дальнейшие исследования показали, что до температуры 150 °С обеспечивается совместное тепловое деформирование конструкционной стали (металла формообразующих листов 1 или 2, накладок 3, арматур 6 и 7, ребристых упрочняющих элементов 6) и бетона (заполнителя) 5.

Использование формообразующего листа с отбортовкой 2 позволяет вывести зону сварки непосредственно к наружной поверхности заполнителя 5. Варьирование угла расположения отбортовки относительно формообразующих листов дает возможность снизить неравномерность распределения силового потока от температурных напряжений, а также повысить прочность монтажного соединения за счет дополнительных сил трения, возникающих между контактирующими поверхностями этих отбортовок.

3.4 Обеспечение совместности деформирования компонентов КНЭСК

Соблюдение условий неразрывности сцепления оболочечной арматуры и заполнителя в процессе термического цикла монтажной сварки проверялось при помощи численных моделей, основанных на уравнениях теплопроводности, реализованных в пакете ANSYS.

Системно исследованы и разработаны базовые варианты конструктивных исполнений сварных монтажных стыков для быстромонтируемых сегментов, выполненных из КНЭСК. Разработана методика реализации математических моделей методом конечных элементов для определения и исследования силовых и деформационных полей в монтажных стыках и их сварных соединений в зависимости от реальных условий эксплуатации. Точность этих математических моделей достигается учетом особенностей нелинейного деформирования сварной оболочечной арматуры и заполнителя при сжатии и растяжении и растрескивания и раскрашивания хрупко-

го заполнителя при соответствующих предельных напряжениях. Разработана методика определения совместности деформирования компонентов КНЭСК при термомеханическом цикле сварки по распределению температурных полей в зоне термического влияния сварных монтажных швов [38].

Ошибки расчета температурных полей при градиентах температур, характерных для сварки, соответствующей данной методике, исключены благодаря выбору размера конечных элементов сварного шва и зоны термического влияния.

Конечные элементы с линейными размерами, меньшими длины сварочной ванны по сварному шву и околошовной зоне (равны 3,34 мм), распределены равномерно исходя из 150 шагов расчета на 500 мм сварного шва при сварке листов толщиной от 4 до 10 мм.

Для задания динамически изменяющихся граничных условий, имитирующих движение сварочной дуги и появление металла сварного шва после прохождения дуги, написана подпрограмма на языке программирования ANSYS parametric design language.

3.5 Использование КНЭСК для быстровозводимых строительных конструкций, монтируемых сваркой

Использование распространенных технологий монолитного и сборно-монолитного возведения сталежелезобетонных сооружений, в том числе и на базе КНЭСК, ограничивается низким уровнем индустриализации технологии монтажа, который определяется временем твердения бетона, временем выполнения монтажных операций и временем достижения монтажными соединениями технологической прочности.

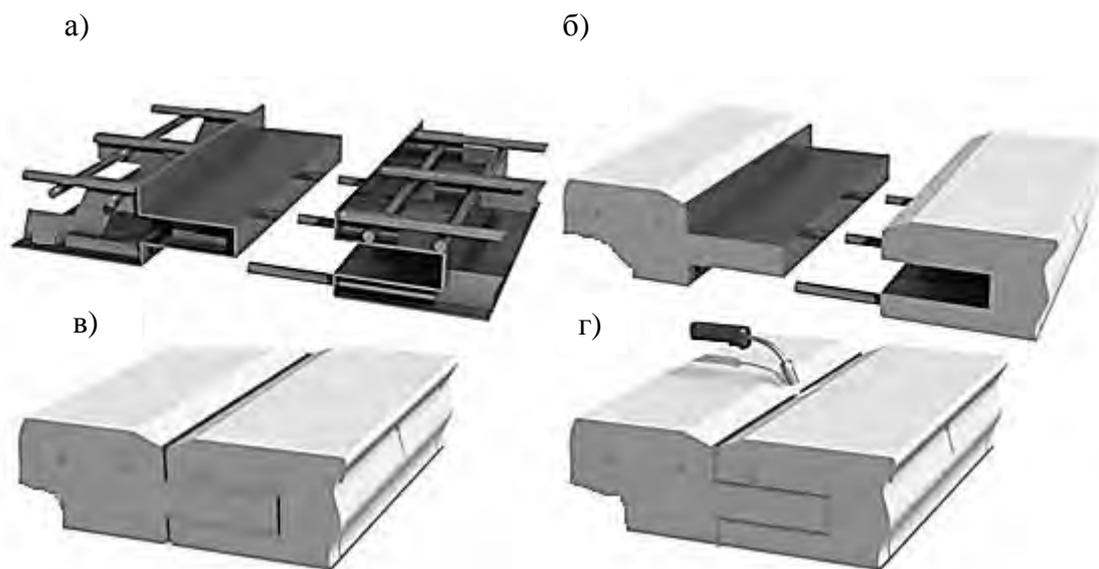
В Белорусско-Российском университете разработаны и исследованы варианты конструктивного исполнения монтажных стыков, обеспечивающих быстрый монтаж сваркой без использования «мокрых» процессов бетонирования [33, 35–38].

На рисунке 3.15 показан порядок изготовления в заводских условиях монтажного стыка быстромонтируемой конструкции.

Изготовление объемной сварной арматуры КНЭСК (стальной составляющей) и последующее заполнение бетоном переносится в условия цеха. На этапе возведения осуществляется монтаж конструкций из укрупненных сегментов (модулей), изготовленных в заводских условиях уже с бетонным компонентом.

Предложенные конструкции монтажных стыков со сварными соединениями для быстровозводимых сегментов из КНЭСК обеспечивают достаточный уровень несущей способности, быстрый монтаж сваркой и готовность воспринимать эксплуатационные нагрузки сразу после их вы-

полнения. Значительно сокращаются сроки возведения. Возможность отказа от опалубочных и подпорных систем за счет монтажа уже готовых сегментов, способных воспринимать нагрузки как от собственного веса, так и от веса персонала, осуществляющего монтаж, позволяет сократить себестоимость монтажа и снизить дополнительные расходы, вызванные использованием опалубочных, подпорных систем и устройством объездных путей.



а – монтируемые стальные составляющие КНЭСК; б – заполнение твердеющим материалом (бетоном); в – начало монтажа: сборка по закладным элементам; г – завершение монтажа: сварка монтажного стыка

Рисунок 3.15 – Порядок изготовления в заводских условиях монтажного стыка быстромонтируемой конструкции

3.6 Сталежелезобетонные резервуары на базе КНЭСК

Перспективным направлением является также использование базовых элементов либо сегментов из КНЭСК в конструкциях вертикальных цилиндрических резервуаров и газгольдеров. Резервуары разного конструктивного исполнения объемом до 100 тыс. м³ для хранения агрессивных нефтепродуктов или легковоспламеняющихся жидкостей и газов можно рассматривать как быстровозводимые сооружения.

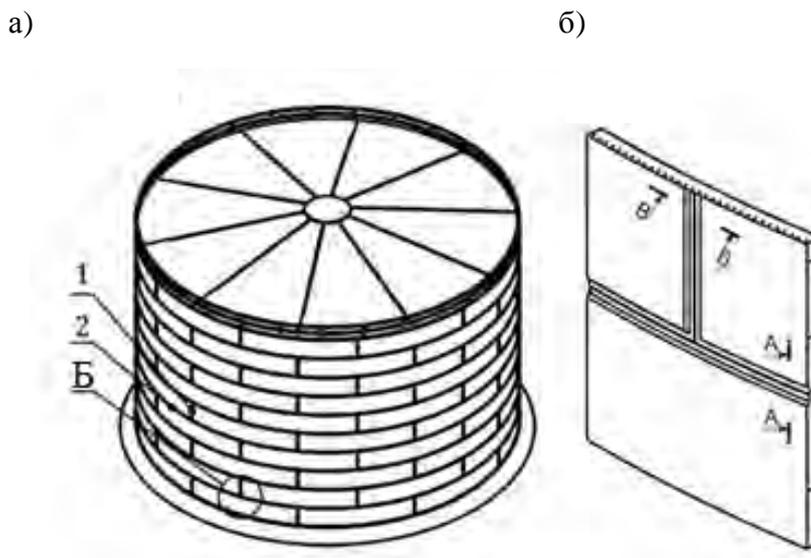
Габаритные размеры сегмента из КНЭСК ограничиваются только грузоподъемностью оборудования для монтажа, транспортировки и изготовления секций, габаритными ограничениями производственного помещения и ожидаемого маршрута транспортировки. Использование крупногабаритных базовых элементов упрощает монтаж и избавляет от необхо-

димости сварки листов большой толщины. Основная часть сварочных работ при возведении проводится только с внутренней стороны резервуара. Стенки резервуаров, возведенных из КНЭСК, обладают повышенной пожаро- и взрывоустойчивостью. Бетонный заполнитель обеспечивает надежную защиту стальной составляющей от агрессивного воздействия атмосферы или изменений погодных условий, а формообразующий лист – герметичность и позволяет эксплуатировать резервуар в агрессивных средах, разрушающих бетон. Вследствие использования КНЭСК может быть снижена их металлоемкость по сравнению с резервуарами, изготавливаемыми по традиционной технологии.

Рассмотрим использование КНЭСК для быстровозводимых вертикальных цилиндрических резервуаров с плоским дном, со сферической, конической либо разрезной крышами объемом до 100 тыс. м³ для хранения агрессивных нефтепродуктов или легковоспламеняющихся жидкостей и газов [39].

Резервуар с плоским дном и конусной крышей для хранения нефти, относящийся к классу 1 (особо опасных) и изначально возводимый из листовой стали методом рулонирования, представлен на рисунке 3.16.

Объем составляет 30000 м³, хранимая жидкость – нефть, материал – сталь 10Г2С1 с $\sigma_y = 350$ МПа. Размеры: высота $H = 15$ м, диаметр $D = 50,7$ м. Толщина стенки рассчитывается по методике предельных состояний.



а – общий вид резервуара (1 – вертикальный монтажный стык; 2 – горизонтальный монтажный стык); б – область Б (сечения А–А и В–В показаны на рисунке 3.18)

Рисунок 3.16 – Общий вид вертикального цилиндрического резервуара

Условие прочности стенки i -го пояса в кольцевом направлении по вертикальным стыковым швам

$$S_{\text{тр.}i} = \frac{P_i R}{[\sigma]_p},$$

где $S_{\text{тр.}i}$ – требуемая толщина i -го пояса;

P_i – внутреннее давление на i -м уровне от хранимой жидкости;

R – радиус корпуса резервуара;

$[\sigma]_p$ – допускаемое напряжение при растяжении.

Толщины стенки резервуара, рассчитанные по вышеприведенной формуле, для первого пояса на высоте 2,8 м составляют 2,85 мм (принимается 4 мм), для 10 пояса на высоте 15 м – 15,29 мм (16 мм).

Для быстрого возведения стен резервуаров целесообразно использовать базовые элементы из КНЭСК (рисунок 3.17) либо сегменты, созданные из них. Габариты сегмента ограничиваются только грузоподъемностью оборудования для монтажа, транспортировки и изготовления секций, габаритными ограничениями производственного помещения и ожидаемого маршрута транспортировки.

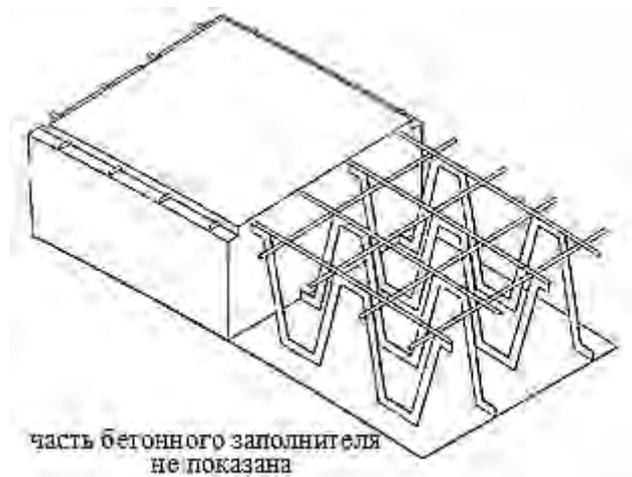
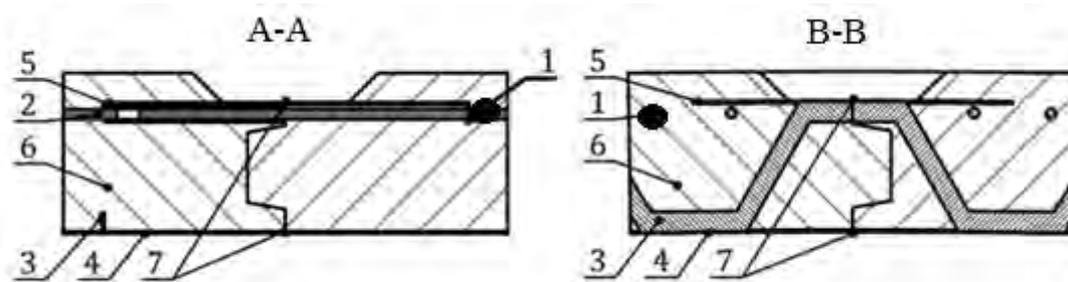


Рисунок 3.17 – Базовый элемент для стен вертикальных цилиндрических резервуаров из КНЭСК

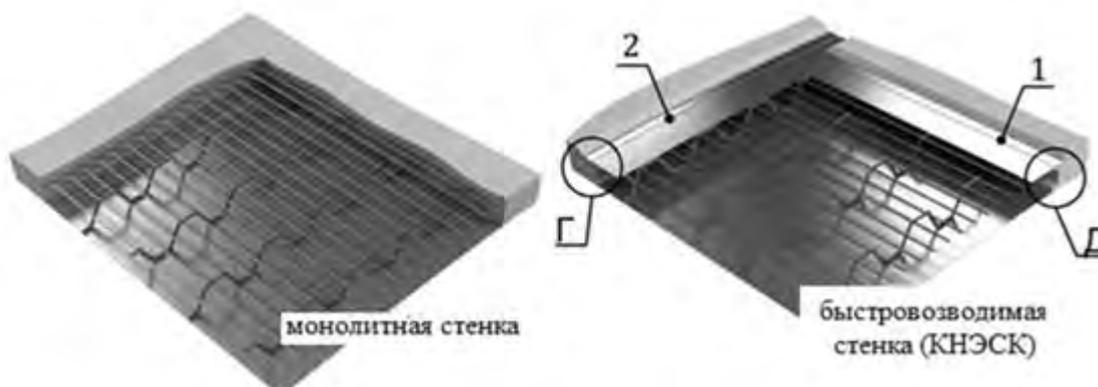
Снижение нагрузок, приходящихся на сварные соединения монтажных стыков, происходит за счет измененной геометрии поверхностей контактирования бетонных компонентов и стержневых закладных армирующих элементов в области монтажного стыка, обеспечивающих взаимное опирание соседних сегментов стенки (рисунок 3.18) [38].



1, 2 – закладные элементы с трубками и без трубок-приемников; 3 – листовые элементы; 4, 5 – нижний и верхний формообразующие листы; 6 – наполнитель; 7 – монтажный шов; сечения А–А и В–В показаны на рисунке 3.16, б

Рисунок 3.18 – Сечения сварных монтажных стыков стенки резервуара из КНЭСК

Для сравнения по прочностным показателям монолитной и быстровозводимой стенок из КНЭСК с типовой стенкой созданы численные модели, реализованные методом конечных элементов. Расчеты стенок резервуара из КНЭСК как в монолитном, так и в быстровозводимом исполнении производились для численных (параметрических) моделей (рисунок 3.19).



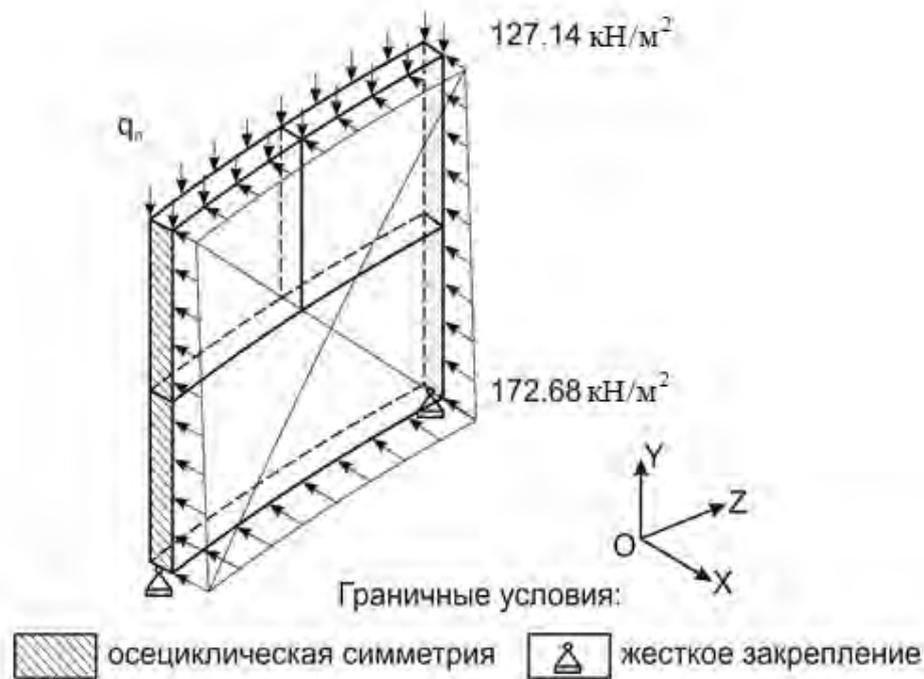
1, 2 – закладные стержневые армирующие элементы с трубками и без трубок-приемников; области Г и Д соответствуют сечениям А–А и В–В (показаны на рисунке 3.16, б)

Рисунок 3.19 – Параметрические модели сегментов стенки

В математических моделях рассматривался нижний пояс резервуара (см. рисунок 3.16, область Б).

Расчетная схема имеет вид сегмента с вертикальным и горизонтальными монтажными стыками, жестким закреплением на нижнем торце, распределенными нагрузками от веса хранимой жидкости и давления воздушно-паровой смеси (127,14 и 172, 68 кН/м²). Реальные условия закреп-

ления на боковых торцах воспроизведены осециклической симметрией (рисунок 3.20).



q_n – нагрузка от веса поясов стенки, кровли и комплектующих

Рисунок 3.20 – Расчетная схема стенки резервуара

Высота рассматриваемых сегментов стенки резервуара определена с учетом их линейных размеров поясов и ограничений размеров листов для полистовой сборки и при толщине листов нижнего пояса 18 мм составляет, согласно ГОСТ 19903-74, 2300 мм. Длина сегментов, равная 4000 мм, принята с учетом ограничений геометрических параметров листов для полистовой сборки вертикальных цилиндрических резервуаров и номенклатуры листов, доступной на рынке металла. Для стенок из КНЭСК толщина формирующих листов и листовых упрочняющих элементов была принята равной минимально применимой в резервуаростроении – 4 мм. Остальные геометрические параметры оболочечной арматуры КНЭСК и ее листовых упрочняющих элементов определялись исходя из условия обеспечения равномерности распределения листовых упрочняющих элементов по ширине и длине.

Применение КНЭСК в быстровозводимых стенах вертикальных цилиндрических резервуаров со стационарной крышей или понтоном для хранения химически активных и легковоспламеняющихся жидкостей и газов обусловлено геометрическими особенностями сварной оболочечной

арматуры, обеспечивающей эффективное восприятие ею эксплуатационных нагрузок, присущих данным конструкциям.

Максимальная величина суммарных эквивалентных напряжений на сварных соединениях составила 125; 78; 93 МПа для типовой, монолитной и быстромонтируемой стенок резервуара соответственно при максимальной высоте разлива нефти в 17,3 м.

Для доказательства эксплуатационной пригодности разработанных стенок резервуара из КНЭСК были определены минимальные коэффициенты запаса прочности для наиболее нагруженных элементов конструкции (таблица 3.3).

Таблица 3.3 – Минимальные коэффициенты запаса прочности

Исполнение	Монтажный сварной шов	Сварная оболочечная арматура	Бетонный наполнитель
Типовое	2,1	2,1	–
Монолитное	6,7	4,8	2,3
Быстровозводимое	5,4	3,8	1,6

Максимальные напряжения на бетонном наполнителе монолитной и быстромонтируемой стенок составляют 12 МПа, что удовлетворяет условиям его прочности для данного типа конструкций согласно СНиП 2.03.01-84.

3.7 Быстровозводимые антирадиационные и защитные укрытия

Использование КНЭСК облегчает также сооружение быстровозводимых антирадиационных и защитных укрытий, обеспечивающих защиту персонала, ведущего монтаж, от опасного радиационного воздействия [26].

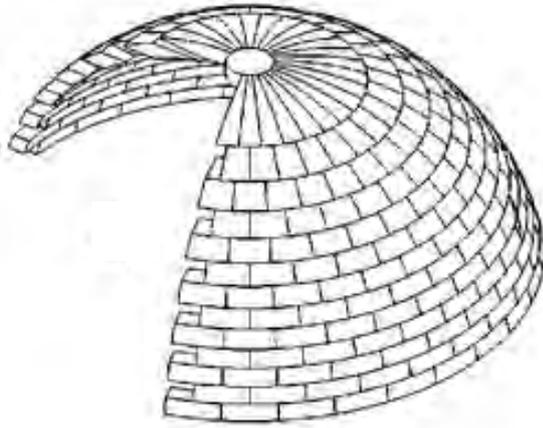
Монтаж необходимо проводить с минимально возможной протяженностью сварных швов и с минимальным объемом монтажных операций (рисунок 3.21).

Сегменты из КНЭСК имеют продольное ребрение. В производстве КНЭСК используется лист из сталей марок 9Г2С или 10Г2С1 толщиной 4 мм.

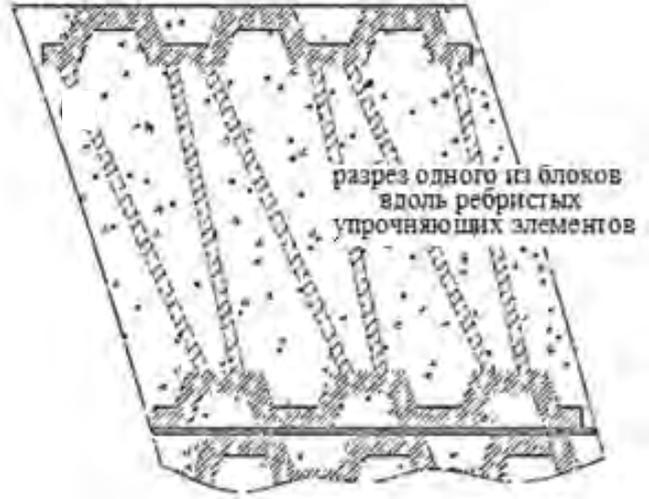
Понижение радиационной проницаемости обеспечивается бетонной компонентой с добавками соединений бора, кадмия, лития, имеющих высокую степень поглощения радиационного излучения. При выборе добавок избегают солей, которые при радиационном облучении значительно ускоряют коррозию металлической компоненты. Герметичность сварных мон-

тажных соединений, а следовательно, и всей конструкции также положительно скажется на эффективности укрытия.

а)



б)



а – корпус укрытия с вырезом в 1/4; б – базовый элемент нижнего пояса

Рисунок 3.21 – Антирадиационное укрытие из КНЭСК

4 Теоретическое обоснование конструктивных решений плиты проезжей части из КНЭСК пролетных строений автодорожных путепроводов

В данном разделе приводятся некоторые результаты расчета плиты пролетного строения из КНЭСК автодорожного путепровода в г. Минске, которые подробно изложены в [12–21, 40–45]. Путепровод построен над ж.-д. путями ст. Минск-Северный: от первого городского транспортного кольца, пр. Машерова, до ул. Харьковской. Спроектирован ОАО «Мостострой». Введен в эксплуатацию в 2008 г.

Расчет плиты из КНЭСК пролетного строения автодорожного путепровода выполнялся методом конечных элементов (МКЭ). Использование МКЭ позволило смоделировать физическую и геометрическую нелинейность материала плиты, учесть пластические деформации и их влияние на перераспределение усилий в плите, оценить несущую способность конструкции. Исследовалось воздействие на мостовое полотно постоянных нагрузок и нагрузок подвижного состава (А-11, НК-80) – временных нагрузок.

4.1 Геометрическая модель плиты из КНЭСК пролетного строения автодорожного путепровода

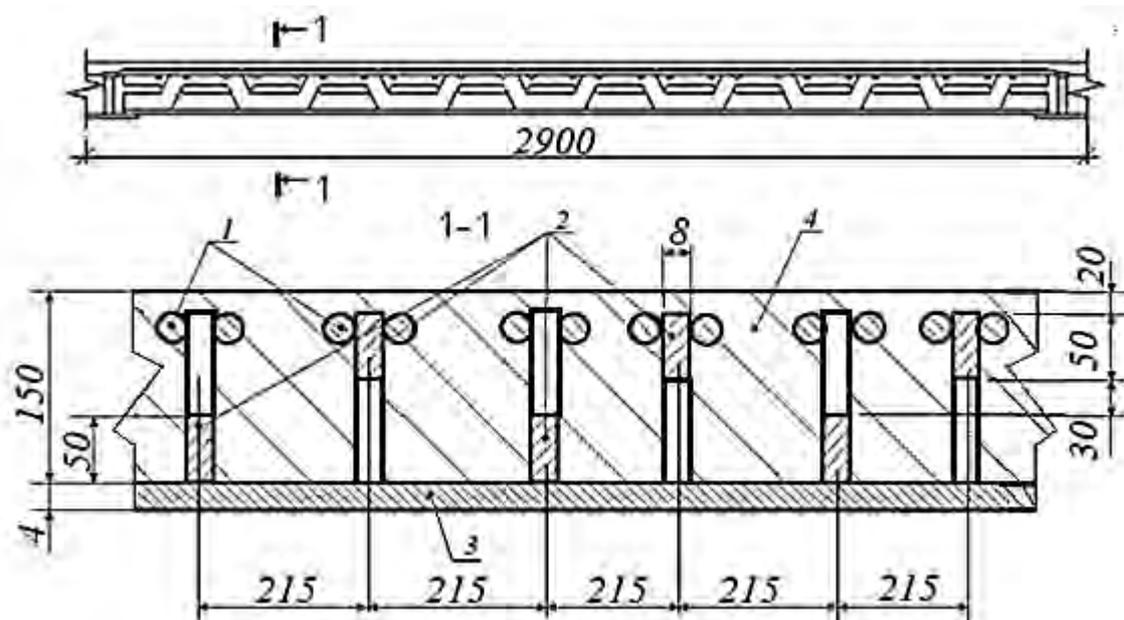
Исследовалась плита из КНЭСК пролетного строения с размерами, которые соответствуют требованиям ТКП 45-3.03-232-2011 (02250) для автодорожных мостов (рисунок 4.1). Пролет плиты в свету составляет 2750 мм. Ширина плиты принята равной 1 м.

Материалы плиты обладают следующими прочностными и деформативными характеристиками.

Бетон: класс С 30/37, по условиям эксплуатации ХС4, XF4 (обусловлены применением антиобледенителей в зимнее время, бетон подвержен попеременному увлажнению и высушиванию). Модуль упругости $E_c = 2,3 \cdot 10^4$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$; коэффициент поверхности трещины $\beta_t = 0,2$.

Сталь: стержневая сталь класса S400 с $f_{yd} = 364$ МПа и листовая сталь марки 15ХСНД с $f_y = 335$ МПа. Модуль упругости для стали $E = 2 \cdot 10^5$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$.

С учетом симметрии конструкции и мест приложения нагрузок при компьютерном моделировании рассматривалась четвертая часть плиты.



1 – стержневая продольная арматура; 2 – листовая (фасонная) арматура; 3 – формообразующий лист; 4 – заполнитель (бетон)

Рисунок 4.1 – Геометрические размеры исследуемой плиты

4.2 Граничные условия и действующие нагрузки

Граничные условия определяют тип закрепления и особенности нагружения. Задача рассматривалась в бесконтактной постановке с учетом нелинейного поведения бетона и стали.

При расчете вводилась диаграмма деформирования бетона для класса С 30/37, построенная в соответствии с требованиями действующих норм [40]. При моделировании физической нелинейности бетона в программном комплексе ANSYS использовали также следующие количественные зависимости:

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2}; \quad \varepsilon_0 = \frac{2f_c^2}{E_c}; \quad E_c = \frac{f}{\varepsilon},$$

где f_c – напряжения в пиковой точке диаграммы деформирования бетона;

f – напряжения в бетоне при деформации ε ;

ε_0 – предельные деформации в бетоне.

Усилия, воздействующие на элементы пролетного строения моста, возникают от сочетаний постоянных и временных нагрузок.

Постоянная нагрузка в железобетонных автодорожных мостах является существенной, а при больших пролетах – преобладающей частью от суммарной (постоянной и временной) нагрузки.

Постоянная нагрузка на пролетное строение складывается из двух частей.

Первая часть – собственный вес несущих конструкций.

Вторая часть – вес мостового полотна и конструктивных элементов. Это тротуары, перильные ограждения, барьеры безопасности, осветительные устройства и, при их наличии, различные коммуникационные устройства (тепло- и газопроводы, кабели и др.).

Постоянная нагрузка определяется выбором схемы моста, размерами элементов пролетных строений и выбором конструкции мостового полотна.

Временная нагрузка от автомобилей принимается в виде полосовой равномерно распределенной вертикальной нагрузки неограниченной длины. Автомобильная нагрузка обозначается буквой А.

Каждая полоса состоит из двух колес. Кроме того, на каждой полосе имеется одна двухосная тележка, положение и ширина колес которой совпадают с положением и шириной колес (рисунок 4.2, а).

Давление на каждую ось двухосной тележки равно 10кН. Для всех мостов на дорогах I, II и III категорий, городских мостов и больших мостов на дорогах IV и V категорий значение коэффициента К принимается равным 11 кН/м (нагрузка А-11). Для малых и средних мостов на дорогах IV и V категорий $K = 8$ кН/м (А-8). При этом расчет элементов проезжей части малых и средних мостов на дорогах IV и V категорий следует производить на воздействие одноосной тележки с давлением на ось 10 кН (рисунок 4.2, б).

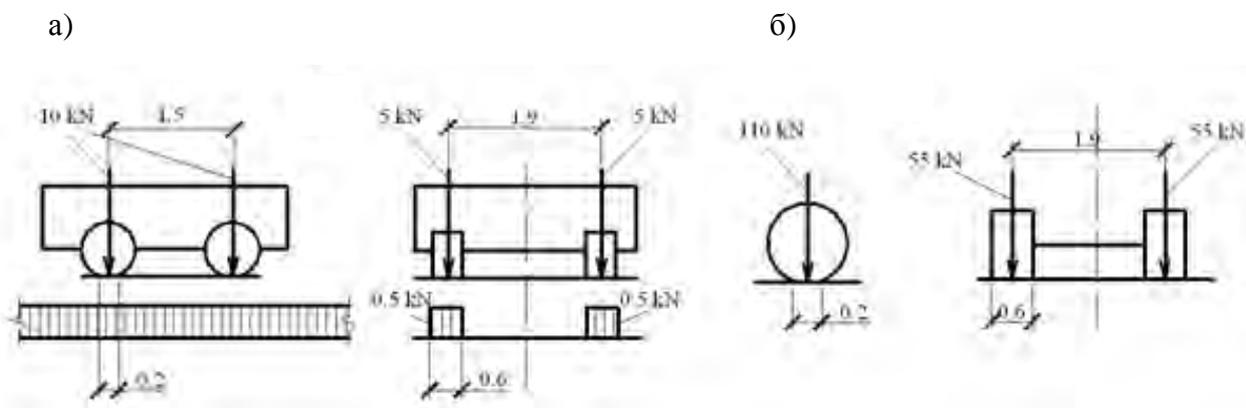


Рисунок 4.2 – Схема временной нормативной вертикальной нагрузки А-11 (размеры указаны в метрах)

По ширине моста грузовые полосы размещают в пределах проезжей части параллельно продольной оси моста в наиболее неблагоприятном для рассчитываемого элемента положении. При этом расстояние от края предохранительной полосы до оси ближайшей грузовой полосы принимается не менее 1,5 м, а между осями соседних грузовых полос – не менее 3 м.

При расчетах мостов с многополосным движением в каждом направлении грузовые полосы устанавливаются по ширине моста в наиболее неблагоприятном положении в пределах своего направления движения с минимальным расстоянием 1,5 м от оси грузовой полосы до предохранительной полосы и до осевой линии.

Кроме того, при расчетах на прочность рассматривается загрузка моста двумя полосами нагрузки А (на дорогах с однополосным движением – одной полосой), максимально приближенными к барьеру безопасности. Совместно с этой нагрузкой не учитывается никакая иная временная нагрузка.

Кроме расчета на нагрузку А-11, требуется производить также и расчет на загрузку моста одним тяжелым трейлером НК-80 (рисунок 4.3).

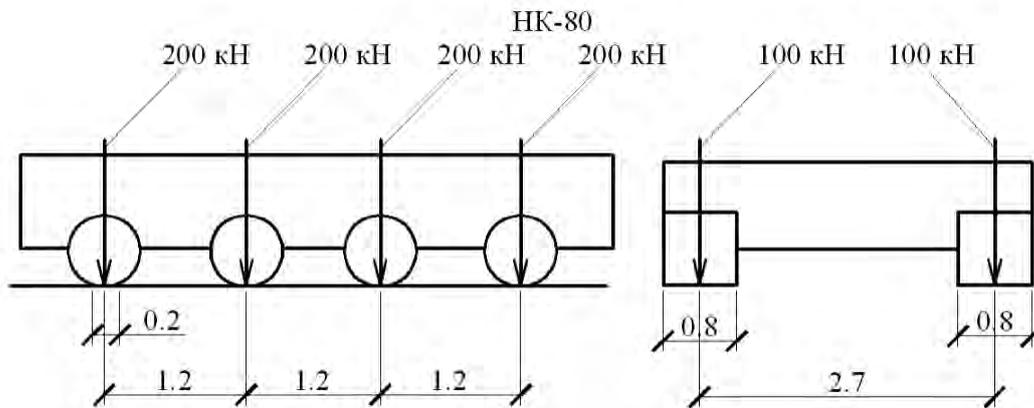


Рисунок 4.3 – Схема временной нормативной вертикальной нагрузки НК-80 (размеры указаны в метрах)

Для реализации всех вышеперечисленных видов нагружения в программном пакете ANSYS 10.0 на языке APDL (ANSYS Parametric Design Language), позволяющем создавать внутренние макросы для решения и упрощения инженерных задач в конечно-элементном программном пакете, написан макрос.

4.3 Конечно-элементная модель пролетного строения путепровода

Для проведения анализа НДС и построения конечно-элементной модели плиты КНЭСК был использован программный пакет ANSYS 10.0, позволяющий моделировать конструкции со сложной геометрией и физической нелинейностью материалов.

Конечно-элементная модель КНЭСК представляет собой полноразмерную балочную конструкцию, состоящую из стержневых и трехмерных твердотельных элементов.

При создании конечно-элементной модели выполнялась дискретизация геометрической модели на отдельные элементы.

Конечно-элементная модель пролетного строения представляет собой балочно-оболочечную конструкцию (рисунок 4.4). Использовались следующие типы элементов:

- beam 4 – поперечная стержневая арматура;
- beam 189 – продольная стержневая арматура;
- shell 49 – внешнее армирование (опорный лист);
- solid 64 – бетон (позволяет моделировать нелинейные свойства бетона).

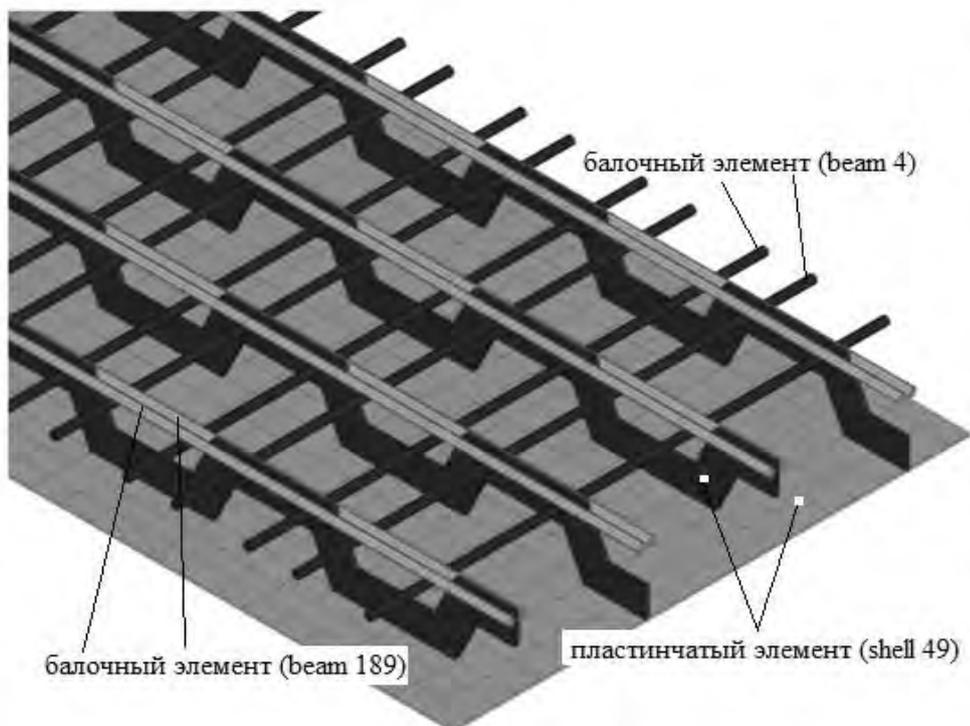


Рисунок 4.4 – Конечно-элементная модель металлической составляющей плиты из КНЭСК (бетон условно не показан)

Посредством вышеприведенных элементов можно наиболее точно моделировать нелинейное поведение материалов, прогнозировать работу конструкции под нагрузкой.

4.4 Напряженно-деформированное состояние плиты из КНЭСК при действии нагрузки НК-80

Исследовано напряженно-деформированное состояние (НДС) полномасштабной модели плиты из КНЭСК при действии постоянных и временных нагрузок (таблица 4.1), а также ветровых и снеговых нагрузок, веса наледи и др. В таблице 4.1 приводятся нагрузки, воспринимаемые плитой из КНЭСК, на которые выполнялись расчеты напряжений и деформаций.

Таблица 4.1 – Возможные нагрузки, воспринимаемые плитой из КНЭСК

Вид нагрузки	Значение, кН
<i>Постоянная нагрузка</i>	
Собственный вес конструкции на 1 м ²	4,05
Вес дорожного покрытия на 1 м ²	2,8
<i>Временная нагрузки</i>	
А-11	Рисунки 4.2 и 4.5
НК-80	Рисунки 4.3–4.7

4.4.1 Расчетные схемы. На рисунке 4.5 показана одна из расчетных схем проезжей части мостового полотна при воздействии временных нагрузок А-11 и НК-80.

Далее приведены результаты исследования НДС при численном конечно-элементном моделировании воздействия нагрузки НК-80.

На рисунке 4.6 изображена одна из расчетных схем проезжей части мостового полотна на действие временной нагрузки НК-80 (шарнирное опирание плиты).

4.4.2 Расчет по первой группе предельных состояний (по несущей способности). При нагружении нагрузкой НК-80 при заданной длине пролетной части плиты КНЭСК возможны два наиболее невыгодных случая (рисунок 4.7).

Распределение нормальных напряжений при нагружении по схеме, когда колесо расположено у опоры (см. рисунок 4.7, а), имеет вид, представленный на рисунках 4.8–4.10.

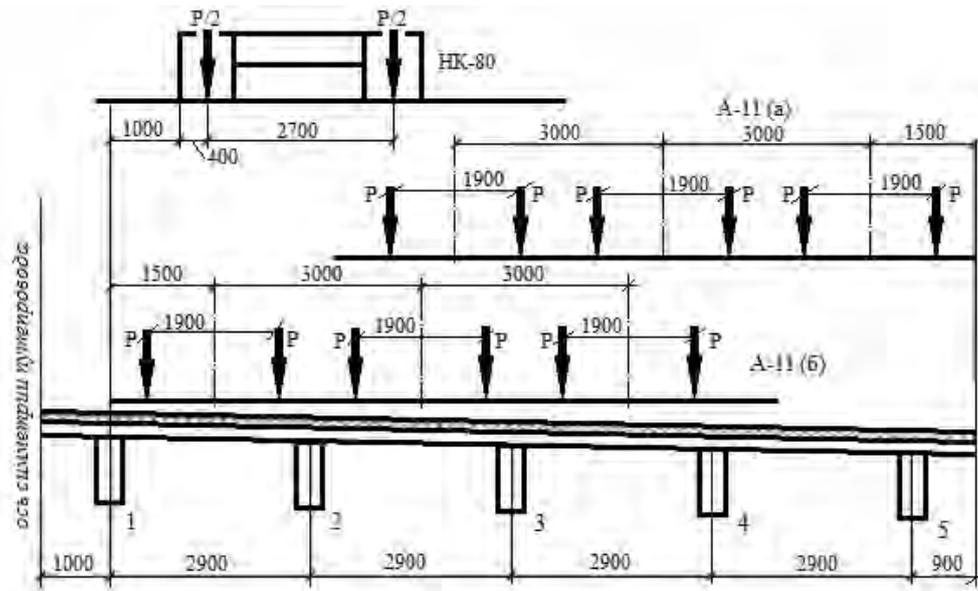


Рисунок 4.5 – Расчетное расположение колес на плите из КНЭСК при воздействии нагрузок А-11 и НК-80

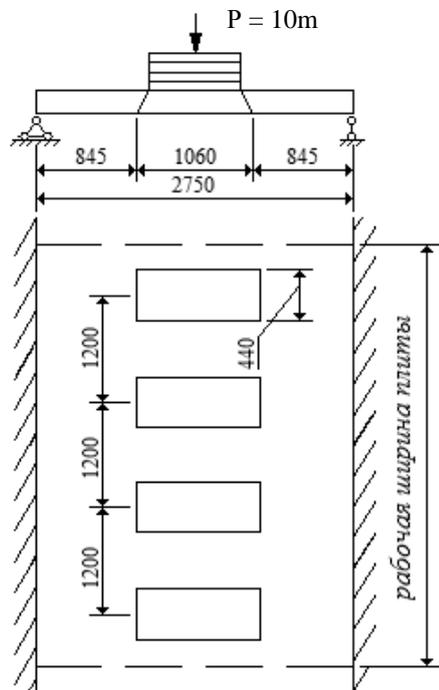


Рисунок 4.6 – Расчетная схема проезжей части на действие временной нагрузки НК-80 (шарнирное опирание плиты)

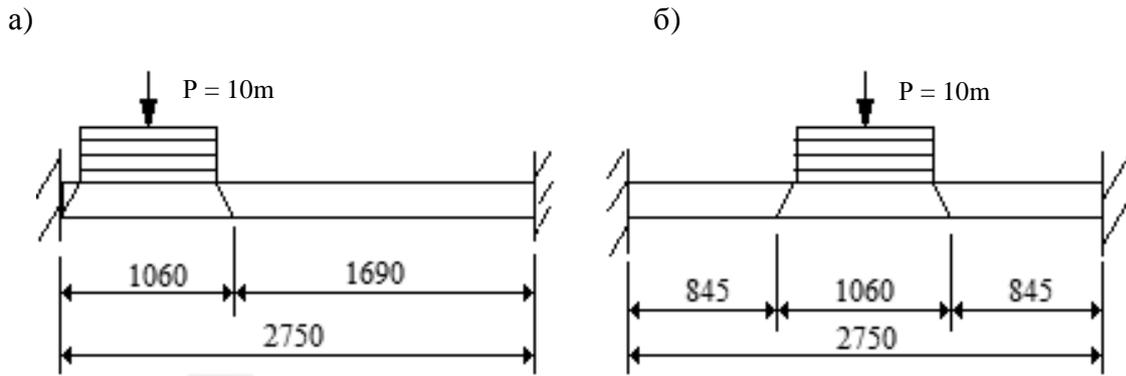
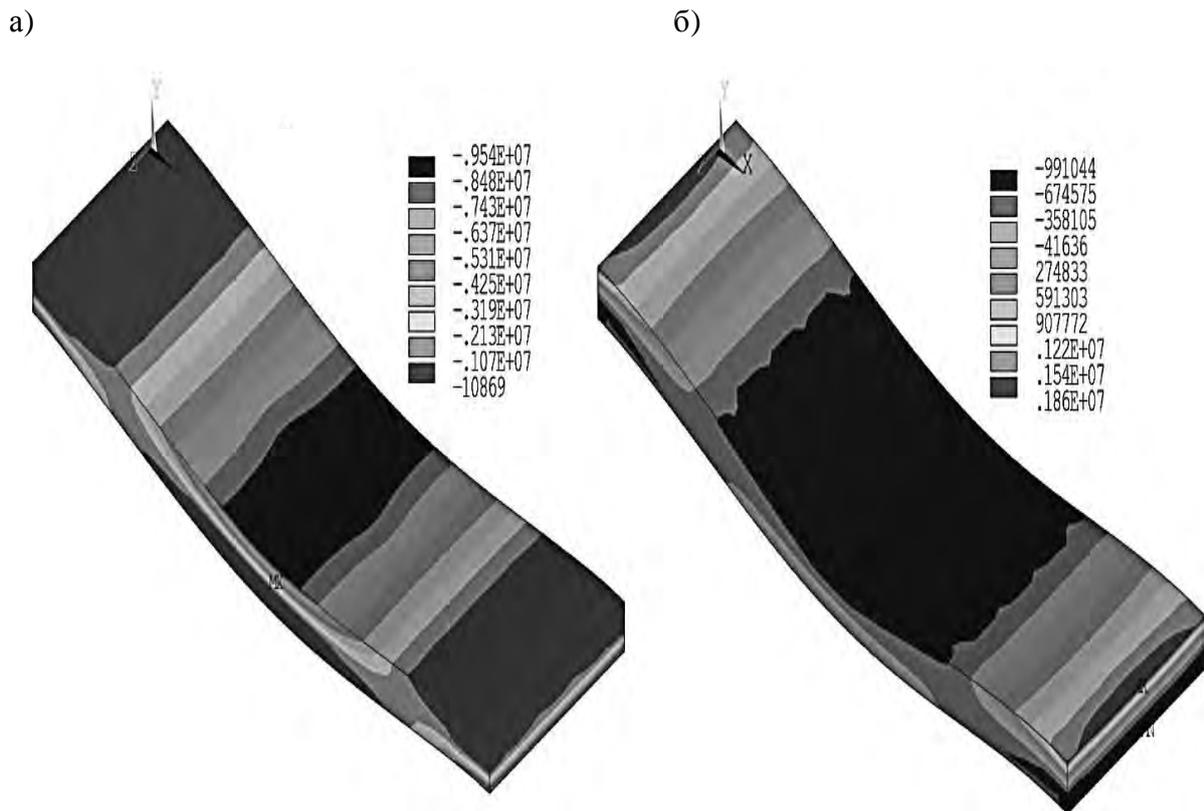


Рисунок 4.7 – Расчетное расположение колес на плите у опоры (а) и в середине пролета (б)



а – сжимающие напряжения; б – растягивающие напряжения

Рисунок 4.8 – Распределение нормальных напряжений в бетоне при нагружении нагрузкой НК-80 по схеме (см. рисунок 4.7, а)

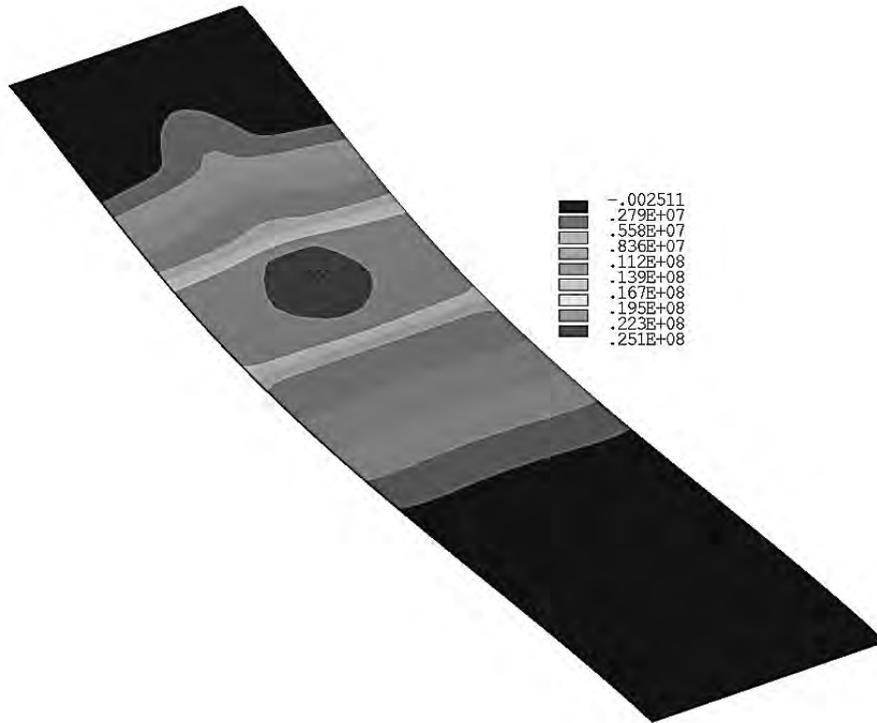


Рисунок 4.9 – Распределение нормальных напряжений в металлической составляющей при нагружении нагрузкой НК-80 по схеме (см. рисунок 4.7, а)

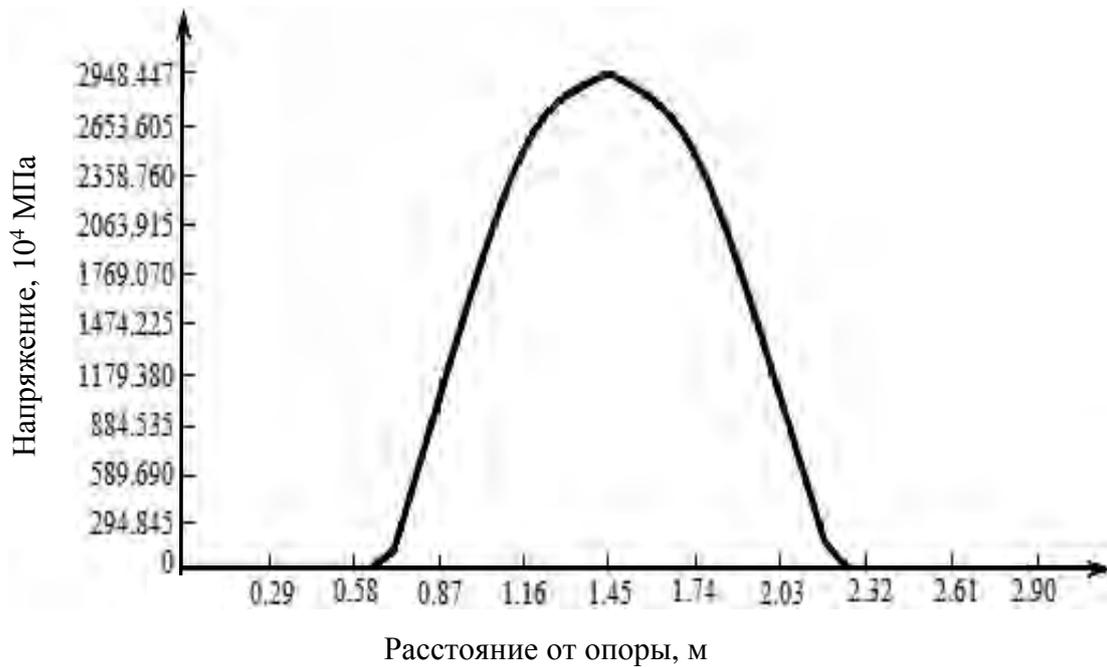


Рисунок 4.10 – Нормальные напряжения в металлической составляющей в продольном сечении плиты из КНЭСК над центром приложения нагрузки НК-80 по схеме (см. рисунок 4.7, а)

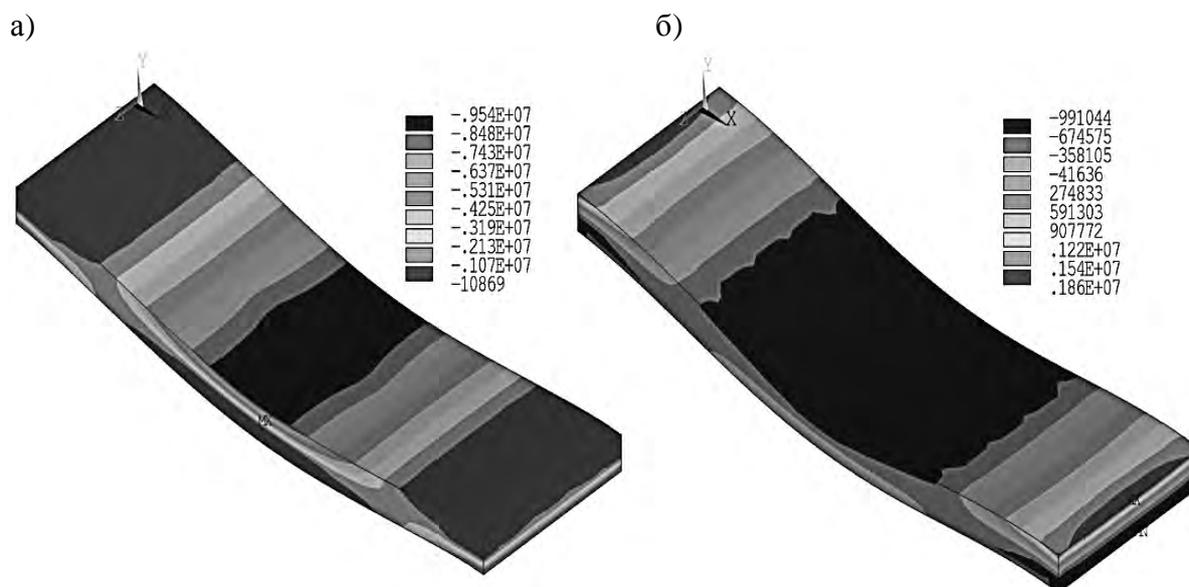
Значения и место появления максимальных нормальных напряжений приведены также в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Значения нормальных напряжений в плите из КНЭСК при нагрузке НК-80, приложенной у опоры (см. рисунок 4.8, а)

Материал	Нормальные напряжения	Величина, МПа	Место появления
Бетон	Максимальные напряжения сжатия	– 5,18	0,4L от левой опоры, верхняя сторона плиты
	Максимальные напряжения растяжения	1,8	0,4L от левой опоры
Сталь	Максимальные напряжения в стержневой арматуре	228	Надпорная зона, левый край
	Максимальные напряжения в стальном опорном листе	25,1	0,4L от левой опоры

Сравним полученные результаты расчета с распределением нормальных напряжений, когда нагрузка НК-80 будет приложена в середине пролета (см. рисунок 4.7, б).

Распределение нормальных напряжений при нагружении по схеме, когда колесо расположено в середине пролета (см. рисунок 4.7, б), имеет вид, представленный на рисунках 4.11–4.13.



а – сжимающие напряжения; б – растягивающие напряжения

Рисунок 4.11 – Распределение нормальных напряжений в бетоне при нагружении нагрузкой НК-80 по схеме (см. рисунок 4.7, б)

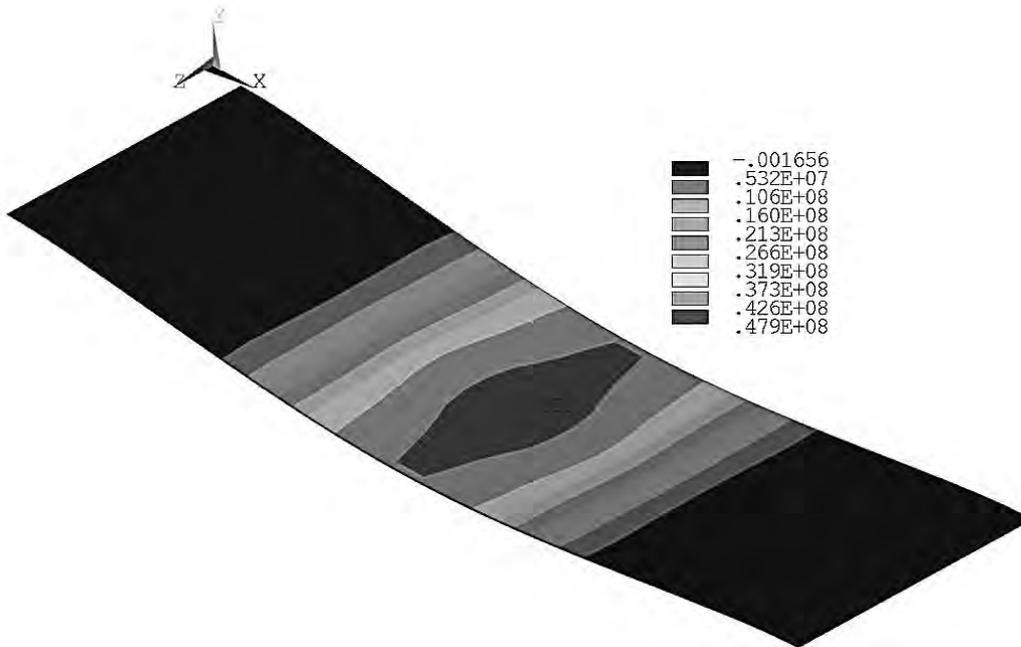


Рисунок 4.12 – Распределение нормальных напряжений в металлической составляющей при нагружении нагрузкой НК-80 по схеме (см. рисунок 4.8, б)

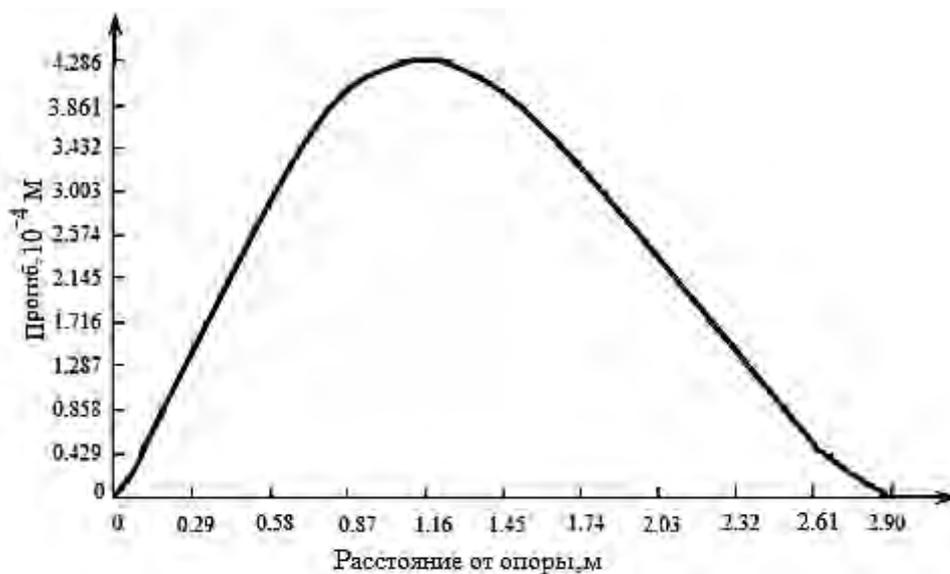


Рисунок 4.13 – Прогиб в плите из КНЭСК при воздействии нагрузки НК-80 по схеме (см. рисунок 4.7, а)

4.4.3 Расчет по второй группе предельных состояний (трещинообразование, прогиб). Результаты расчетов на трещинообразование конструкции показали, что при схеме закрепления и нагружения конструкции (см. рисунок 4.7, а) возможно возникновение трещин в приопорных зонах с обеих сторон плиты, что вызвано действием надпорного изгибающего момента.

Таким образом, бетон в приопорных зонах преодолел предел микротрещинообразования и сечение работает во второй стадии, при этом сила обжатия трещины при ее закрытии составляет более 10 МПа. Соответственно, нарушится сплошность сцепления бетона со стальной стержневой арматурой.

Значения и место появления максимальных нормальных напряжений приведены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Значения максимальных напряжений в плите из КНЭСК при нагрузке НК-80, приложенной в середине пролета (см. рисунок 4.7, б)

Материал	Элемент КНЭСК, вид деформации	Величина, МПа	Место появления
Бетон	Сжатие	– 2,30	Надпорная зона, середина пролета
	Растяжение	1,83	В центре пролета
Сталь	Стержневая арматура	163	Надпорная зона
	Стальной лист	47,9	В середине пролета

Прогиб достигает максимальных величин 0,4 мм на расстоянии 1,16 м от левой опоры (см. рисунок 4.13), при этом возможно образование диагональных трещин под углом 45° от воздействия поперечной силы. Максимальные значения прогиба не превышают допустимых нормативными документами: $1/400L = 1/400 \cdot 2900 = 7,25$ мм.

На расстоянии около $0,2L$ от правой опоры бетон будет отслаиваться от стального опорного листа, о чем свидетельствует отсутствие напряжений в области образования трещин (см. рисунок 4.9). При этом фасонная арматура, заанкерованная в бетон, позволяет обеспечивать сплошность соединения бетона со стальной арматурой.

Расчет перемещений в плите при воздействии нагрузки НК-80 (колесо в середине пролета, см. рисунок 4.7, б) показал, что прогиб достигает максимальных величин 1,96 мм в середине пролета (рисунок 4.14). Максимальные значения прогиба также не превышают допустимых нормативными документами: $1/400L = 1/400 \cdot 2900 = 7,25$ мм.

Таким образом, конструкция плиты КНЭСК в приопорных зонах работает в первой стадии. При этом нарушается сплошность сцепления между стальным листом и бетоном, а напряжения в центре пролета перераспределяются.

Внутренние усилия в правой приопорной зоне перераспределяются, нейтральная ось смещается к наиболее сжатой грани сечения, что приводит к уменьшению высоты сжатой зоны.

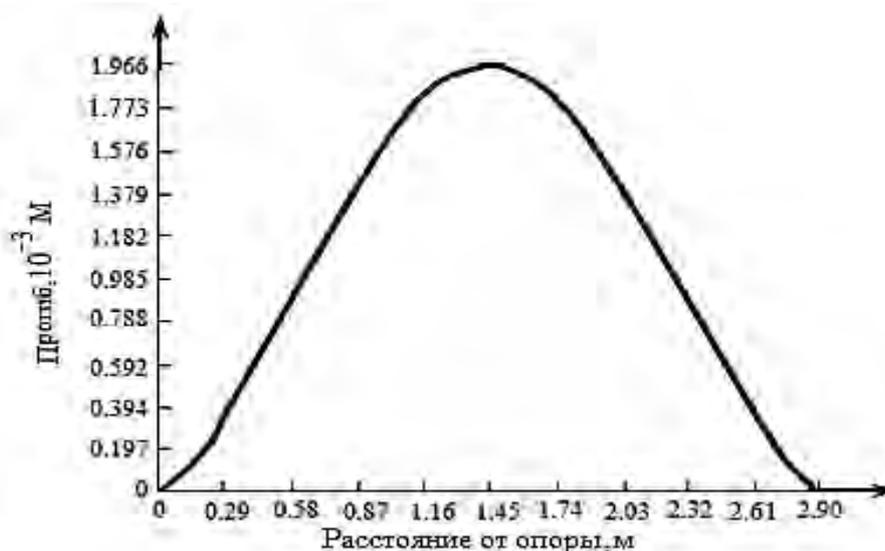


Рисунок 4.14 – Прогиб плиты из КНЭСК при воздействии нагрузки НК-80 (колесо в середине пролета по схеме) (см. рисунок 4.7, б)

Для сечений, расположенных в центре пролета, усилия от воздействия нагрузок от подвижного состава НК-80 на верхней поверхности бетона составляют $5,18/30 = 0,17f_c'$ (где f_c' – напряжения в пиковой точке диаграммы деформирования). Следовательно, бетон, работая на начальном участке диаграммы растяжения $\sigma - \varepsilon$, воспринимает только упругие деформации. Также можно говорить о незначительном увеличении количества контактных трещин на границе частиц заполнителя и матрицы. Напряжения в арматурной стали и в нижнем опорном листе достигают максимальных значений: 228 и 47,9 МПа соответственно, что составляет $228/364 = 63\%$ (для арматурной стали) и $47,9/335 = 14,3\%$ (для стального опорного листа) от предела текучести стали. При этом нейтральная ось (для сечений в середине пролета) располагается примерно на уровне центра тяжести приведенного сечения. В сжатой зоне бетон работает упруго, а в растянутой – величина напряжений приближается к предельным значениям (ближе к нижней грани), что сопровождается появлением пластических деформаций и трещин.

Для нормальных сечений у края опоры характерно достижение бетоном предельных деформаций растяжения у верхней грани плиты. Максимальные растягивающие напряжения достигают значения $f_{ct} = 1,83$ МПа, а величина относительной линейной деформации будет составлять $\varepsilon = f_{ct} / E_c = 1,83 / 2,3 \cdot 10^4 = 0,796 \cdot 10^{-4}$. Очевидно, что гипотеза плоских сечений будет нарушена. Напряжения в арматурной стали достигают максимальных значений: $f_y = 228$ МПа, т. е. $228/364 = 63\%$ от предела прочности стали.

Расчет по второй группе предельных состояний показал, что конструкция плиты из КНЭСК достигает предела внутреннего трещинообразования, но сила обжатия трещины существенно превышает нормативное значение. Прогибы конструкции при воздействии нагрузок значительно меньше требуемых нормативными документами.

4.5 Напряженно-деформированное состояние плиты из КНЭСК при действии нагрузки А-11

В таблице 4.1 были приведены нагрузки, воспринимаемые плитой из КНЭСК, на которые выполнялись расчеты напряжений и деформаций (см. рисунки 4.2 и 4.5). Расчетная схема изображена на рисунке 4.15.

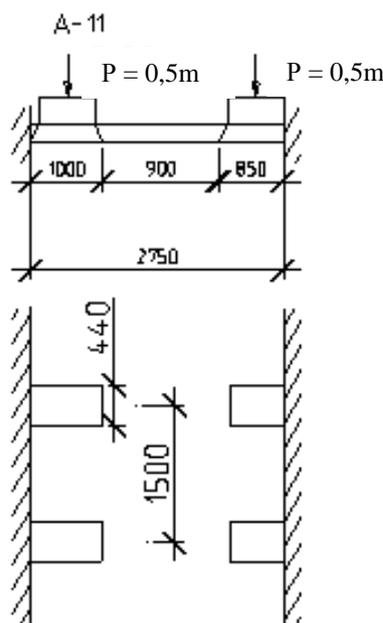
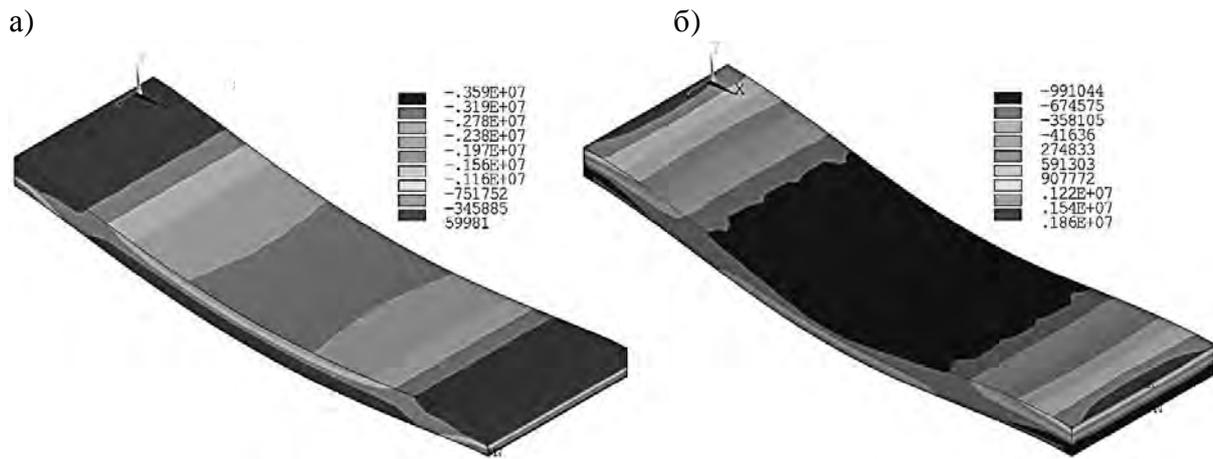


Рисунок 4.15 – Расчетная схема проезжей части на действие нагрузки А-11

4.5.1 Расчет по первой группе предельных состояний (по несущей способности). На рисунках 4.16 и 4.17 представлены результаты математического моделирования, по которым можно проанализировать особенности НДС при нагружении плиты из КНЭСК нагрузкой А-11, приложенной в середине пролета.

Величина и место появления сжимающих и растягивающих нормальных напряжений КНЭСК при нагрузке А-11 в соответствии с расчетной схемой (см. рисунок 4.2, а) (колесо расположено в середине пролета) приведены в таблице 4.4.

4.5.2 Расчет по второй группе предельных состояний (трещинообразование, прогиб). Результаты расчетов на трещинообразование конструкции показали, что при данной схеме нагружения конструкции возможно возникновение трещин в приопорных зонах с обеих сторон плиты, что вызвано действием изгибающего момента. Исходя из этого можно судить о том, что бетон в приопорных зонах не преодолел предел микротрещинообразования и сечение работает в первой стадии. Вместе с тем сила обжатия трещины при закрытии составляет более 12 МПа.



а – сжимающие напряжения; б – растягивающие напряжения

Рисунок 4.16 – Распределение нормальных напряжений в бетоне при воздействии нагрузки А-11

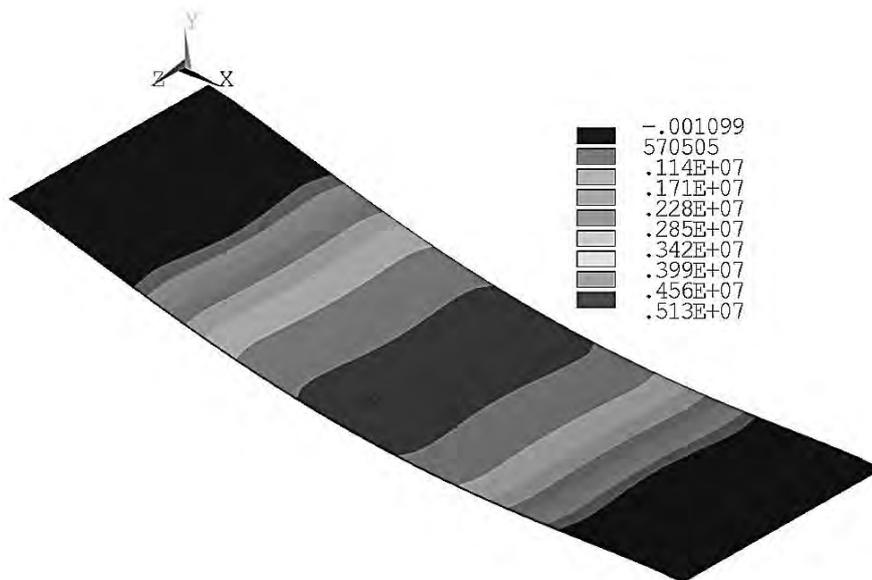


Рисунок 4.17 – Распределение нормальных напряжений в металлической составляющей при воздействии нагрузки А-11

Таблица 4.4 – Значения максимальных нормальных напряжений в КНЭСК при нагрузке А-11

Напряжение в материале		Величина, МПа	Место появления
Бетон	Максимальные напряжения сжатия	-3,5	Надпорная зона, середина пролета
	Максимальные напряжения растяжения	1,83	В центре пролета
Сталь	Максимальные напряжения в стержневой арматуре	46,9	Надпорная зона
	Максимальные напряжения в стальном опорном листе	5,1	В центре пролета

Характер образования трещин в правой приопорной зоне указывает на перераспределение внутренних усилий, нейтральная ось смещается к наиболее сжатой грани сечения, тем самым высота сжатой зоны уменьшается. Также можно говорить о том, что сплошность (сцепление) бетона со стальной стержневой арматурой не нарушается.

Расчет перемещений в плите (рисунок 4.18) показал, что прогиб достигает максимальных величин 0,379 мм в середине пролета, значения прогиба не превышают допустимых нормативными документами: $1/400L = 1/400 \cdot 2900 = 7,25$ мм.

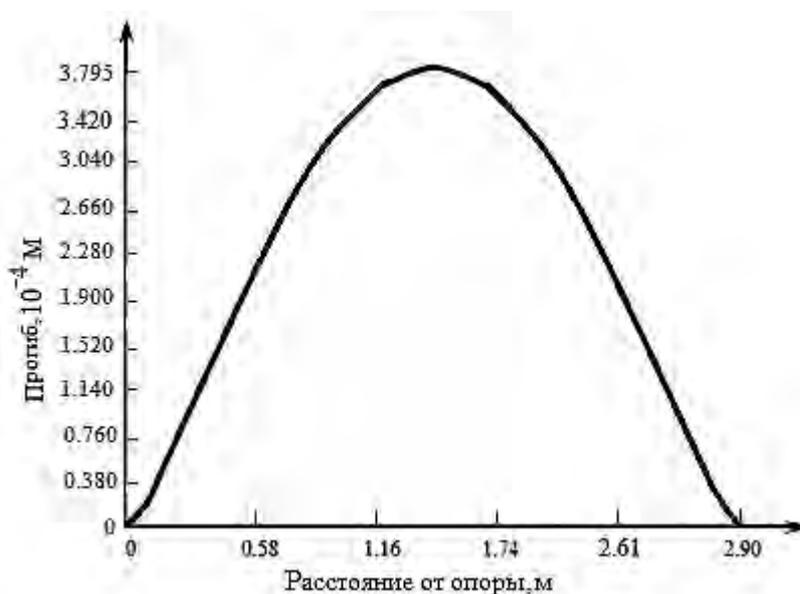


Рисунок 4.18 – Прогиб КНЭСК при воздействии нагрузки А-11 (колесо в середине пролета) в надпорной зоне

4.6 Расчет прочности нормальных сечений плиты КНЭСК от действия изгибающего момента

Технологический процесс устройства монолитной плиты КНЭСК состоит из следующих этапов: монтаж стального каркаса плиты; омоноличивание конструкции.

На первом этапе производится установка стального каркаса (предварительно изготовленного в заводских условиях) в проектное положение, а также сварка монтажных стыков (соединение арматуры коротышами, приварка каркаса к несущим конструкциям, ригелям, фермам).

На втором этапе осуществляется подача заполнителя на стальной каркас, который играет роль несъемной опалубки. В зависимости от области применения КНЭСК в качестве заполнителей могут выступать различные виды бетонов. Например, для снижения веса конструкции могут использоваться легкие бетоны.

Решая задачу применения КНЭСК при проектировании мостов и путепроводов, необходимо задавать минимально допустимые значения конструктивных параметров конструкции, к которым можно отнести следующие: класс бетона, высота плиты, толщина опорного листа и т. д. При этом нужно учитывать внешние и внутренние факторы, влияющие на технологию возведения конструкции и дальнейшую ее эксплуатацию.

4.6.1 Расчетная модель и методика расчета прочности нормальных сечений плиты из КНЭСК. При расчете прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, в расчет вводится бетон с прочностными и деформативными характеристиками, зависящими от предельной сжимаемости, напряженно-деформированного состояния элементов до момента приобретения монолитным бетоном заданной прочности, геометрии и особенностей компоновки сечения [40].

Определение предельных усилий в нормальных сечениях базируется на следующих допущениях:

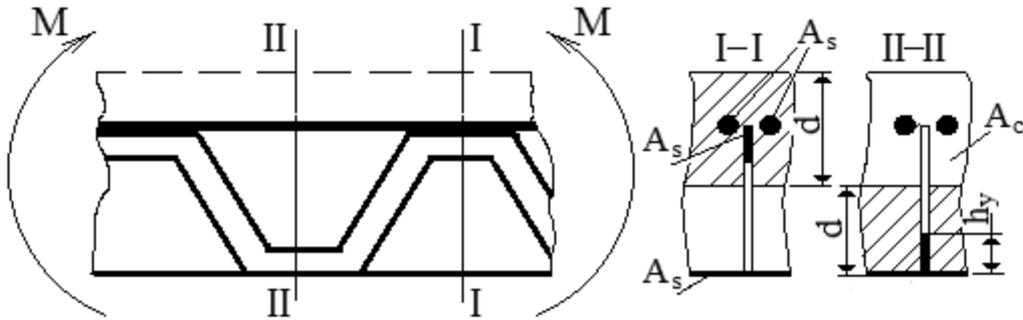
– при расчете конструкций на основе плит из КНЭСК на действие изгибающего момента возможны два расчетных случая (рисунок 4.19):

а) сечение I–I – гребень упрочняющего элемента находится в сжатой зоне бетона (заштрихована);

б) сечение II–II – гребень упрочняющего элемента находится в растянутой зоне бетона (заштрихована);

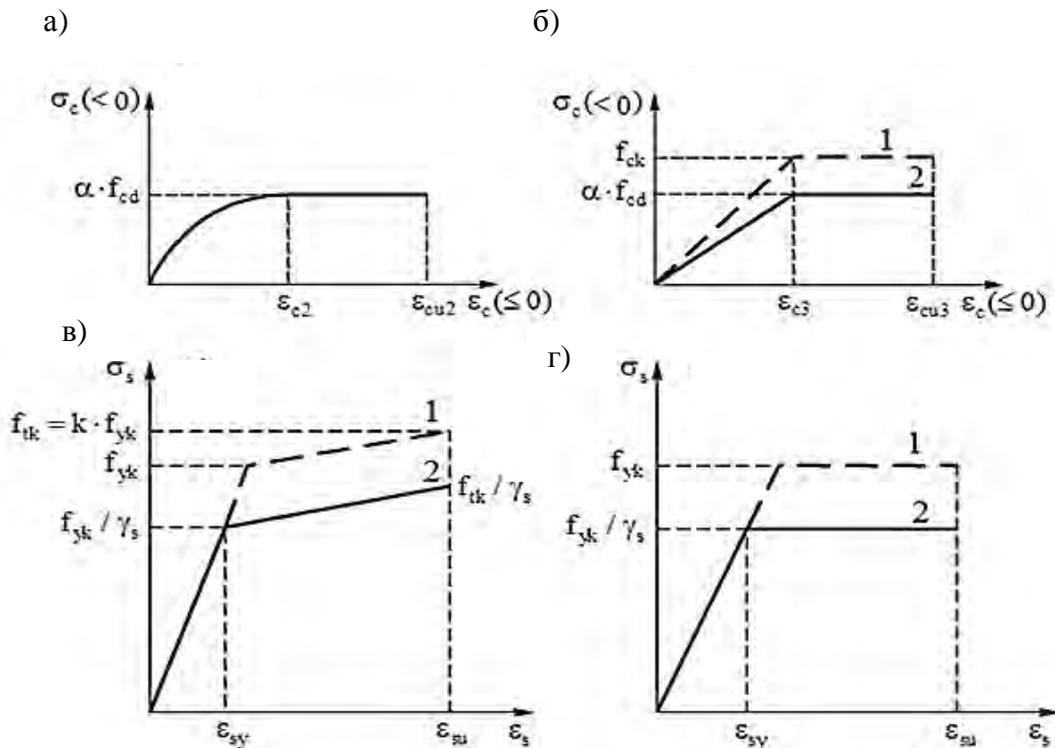
– связь между напряжениями и деформациями бетона, а также напряжения и деформации арматуры принимают по соответствующим диаграммам деформирования (рисунок 4.20) [30];

- для средних по величине деформаций бетона и арматуры считается справедливым линейный закон распределения по высоте сечения;
- в качестве расчетного сечения принимают сечение со средней высотой сжатой зоны x , соответствующей средним деформациям (рисунок 4.21);
- сопротивление расчетного сечения будет исчерпано, если деформации крайних сжатых волокон бетона для растянутой арматуры достигают предельных значений.



A_s , A_c – площади сечений стальных элементов и бетона соответственно; h_y – высота гребня фасонной арматуры; d – полезная высота сечения

Рисунок 4.19 – Расчетные сечения балочного изгибаемого элемента на основе КНЭСК при действии изгибающего момента



а, б – бетон; в, г – сталь; 1 – нормативная диаграмма; 2 – расчетная диаграмма

Рисунок 4.20 – Диаграммы σ - ϵ для бетона и арматурных сталей, имеющих физический предел текучести [30]

На рисунках, а также в тексте использованы обозначения механических характеристик в соответствии с СНБ [30]. Индекс с относится к характеристикам бетона, а s – к стали:

ε_c – относительная деформация бетона;

ε_{c2} , ε_{c3} – относительная деформация бетона, соответствующая его расчетному сопротивлению αf_{cd} ;

ε_{cu} , ε_{cu2} , ε_{cu3} – относительные деформации, соответствующие предельной сжимаемости бетона;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию;

f_{ck} – нормативное (характеристическое) сопротивление бетона осевому сжатию;

σ_c – нормальные сжимающие напряжения в бетоне;

ε_s – относительная деформация стальной арматуры;

ε_{su} – предельное значение относительной деформации арматуры при растяжении;

ε_{sy} – значение относительной упругой деформации арматуры при растяжении;

σ_s – напряжения в арматуре;

f_{su} – предельное значение расчетного сопротивления арматуры при растяжении;

f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;

f_{yk} ($f_{0,2k}$) – нормативное сопротивление ненапрягаемой арматуры;

f_{tk} – нормативное значение временного сопротивления арматуры;

k – коэффициент, принимаемый по [30, таблица 6.5];

γ_s – частный коэффициент безопасности для арматуры.

Прочность нормальных сечений находится в зависимости от степени использования сопротивления сжатого бетона и растянутой арматуры. Примем, что сопротивление арматуры и бетона используется полностью.

Плита из КНЭСК имеет прямоугольное сечение, армирована сталью, имеющей физический предел текучести (арматура классов S240, S400, S500, C335). Плита может рассматриваться как элемент с внешним листовым армированием.

Введем обозначения:

h – высота плиты без учета толщины формообразующего листа t;

b – ширина плиты;

c – толщина защитного слоя бетона;

t_1 – толщина упрочняющего элемента;

d – полезная высота сечения (расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до наиболее удаленного волокна сжатой или растянутой зоны сечения);

x – высота сжатой или растянутой зоны. Ее определяют по уравнению, позволяющему учитывать упругопластические характеристики бетона,

$$A_1x^2 + A_2x + A_3 = 0. \quad (4.1)$$

Параметры, используемые в формуле (4.1), определяются по следующим выражениям:

$$A_1 = 0,5(1 - \lambda_c^2)b;$$

$$A_2 = \alpha A_s - (1 - \lambda_c) \frac{f_s}{f_c} A_s;$$

$$A_3 = -\alpha A_s d_i,$$

где λ_c – коэффициент пластичности бетона,

$$\lambda_c = 1 - \frac{f_c}{\varepsilon_{cu} E_{cm}};$$

f_c, f_s – численные значения расчетных сопротивлений бетона и стальной арматуры;

α – отношение модулей упругости,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}};$$

E_{cm}, E_s – численные значения модулей упругости бетона и стальной арматуры.

Проверка прочности (несущей способности) нормальных сечений для бетона сжатой и растянутой зон производится из условия

$$M_{cd}(M_{ct}) \leq M_u = 0,5f_c b x \left[(1 + \lambda_c) d - 0,33x(1 + \lambda_c^2) \right] + \sigma_{sc} A_{sc} (d - d_i). \quad (4.2)$$

Напряжение σ_{sc} определяется по формуле

$$\sigma_{sc} = \frac{\alpha f_c (d_i - x)}{(1 - \lambda_c) x}.$$

При этом должно выполняться условие $\sigma_{sc} \leq f_s$, в противном случае проверку прочности производят из условия (4.1) с учетом замены σ_{sc} на напряжение f_s . Тогда

$$x = \frac{f_s A_s - f'_{sc} A'_s}{0,5(1 + \lambda_c) f_c b}.$$

Во всех случаях должно соблюдаться условие

$$\frac{\alpha f_c d}{\alpha f_c + 0,02 E_s (1 - \lambda_c)} \leq x \leq \frac{\alpha f_c d}{\alpha f_c + f_s (1 - \lambda_c)}.$$

Численные значения f_c , f_s определяют экспериментально, так же как и коэффициент пластичности бетона λ_c . При отсутствии надежных опытных данных его вычисляют по формуле

$$\lambda_c = 0,97 - 0,0077 f_c.$$

При проектировании конструкций численные значения расчетных сопротивлений f_c , f_s и модулей упругости E_{cm} , E_s бетона и стальной арматуры определяют по [30], а коэффициент пластичности λ находят по формуле

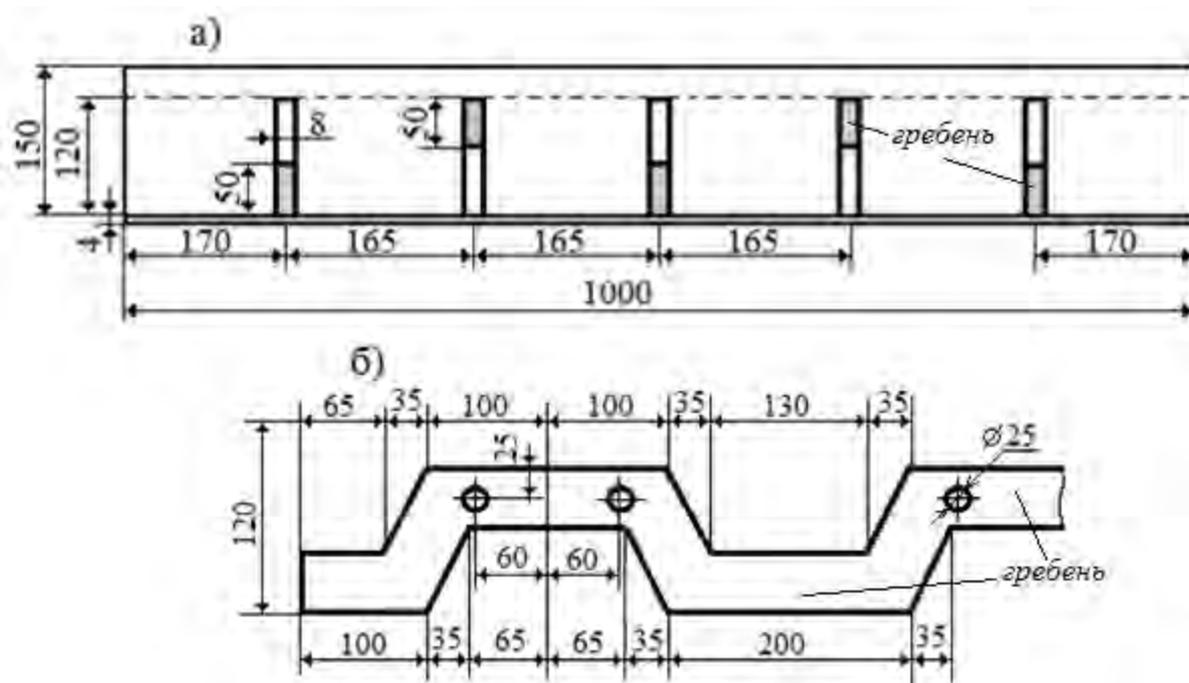
$$\lambda_c = 0,93 - 0,014 f_c.$$

Во всех формулах значения f_c и f_s определяют в мегапаскалях.

4.6.2 Пример расчета прочности нормальных сечений плиты из КНЭСК. Выбор размеров плиты из КНЭСК (см. рисунок 4.1) пролетного строения путепровода обусловлен требованиями к технологии проведения сварочных работ, необходимостью коррозионной защиты стали, обеспечиваемостью выполнения монтажных работ [30, 40]. Приняты следующие размеры плиты (см. рисунок 4.21): длина плиты равна 2900 мм; ширина плиты – 1000 мм; высота сечения – 150 мм (с учетом защитного слоя бетона – 30 мм); толщина стального формообразующего листа – 4 мм; толщина фасонной арматуры – 8 мм.

Шаг фасонных стальных элементов по ширине плиты составляет 165 мм, таким образом, на ширине 1000 мм будет расположено пять фа-

сонных элементов: три из них установлены гребнем вниз, а два – гребнем вверх с целью подкрепления бетона в растянутой зоне плиты.



а – поперечный разрез плиты (продольная арматура и бетон условно не показаны); б – упрочняющий (фасонный) элемент

Рисунок 4.21 – Геометрические размеры плиты из КНЭСК, принятые для расчета

Материалы плиты:

– монолитный бетон класса С 30/37 (классы по условиям эксплуатации ХС4, XF4: применение антиобледенителей в зимнее время, бетон подвержен попеременному увлажнению и высушиванию). Модуль упругости бетона принят $E_{cm} = 2,33 \cdot 10^4$ МПа. Расчетное сопротивление бетона сжатию $f_{cd} = 16,67$ МПа;

– формообразующий лист и фасонная арматура плиты выполнены из стали 15ХСНД (С345). Механические характеристики: $f_{yd} = 365$ МПа; $f_{yk} = 400$ МПа; $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа;

– для изготовления продольной арматуры использована сталь 10 (S400) диаметром 14 мм.

В соответствии с заданными размерами определены площади поперечных сечений элементов стального армирования A_{si} :

– площадь сечения продольной арматуры диаметром 14 мм (пять элементов фасонной арматуры – ребер, два арматурных стержня для каждого ребра): $(\pi \cdot 1,4^2 / 4) \cdot 5 \cdot 2 = 15,39$ см²;

- площадь формообразующего листа: $0,4 \cdot 100 = 40 \text{ см}^2$;
- площадь сечения фасонной арматуры (см. рисунок 4.22), гребни двух ребер вверху: $5 \cdot 0,8 \cdot 2 = 8 \text{ см}^2$;
- площадь сечения фасонной арматуры (см. рисунок 4.22), гребни трех ребер внизу: $5 \cdot 0,8 \cdot 3 = 12 \text{ см}^2$.

Расчет несущей способности плиты для первого расчетного случая. Поперечное сечение плиты показано на рисунке 4.22.

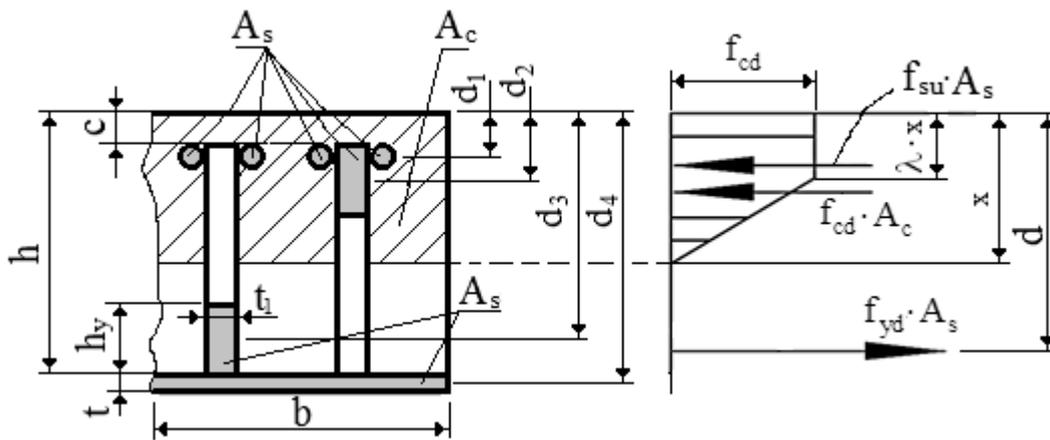


Рисунок 4.22 – К расчету нормального сечения плиты КНЭСК для первого расчетного случая (заштрихована сжатая зона)

Геометрические характеристики элементов (обозначения см. на рисунках 4.22 и 4.23) для двух расчетных случаев приведены в таблице 4.5.

Первый расчетный случай: гребни упрочняющего элемента находятся в сжатой зоне бетона (сечение I–I, см. рисунок 4.19). Второй расчетный случай: гребни упрочняющего элемента находятся в растянутой зоне бетона (сечение II–II, см. рисунок 4.19).

Таблица 4.5 – Геометрические характеристики сечения плиты

i	Первый расчетный случай		Второй расчетный случай	
	$A_{si}, \text{ см}^2$	$d_i, \text{ см}$	$A_{si}, \text{ см}^2$	$d_i, \text{ см}$
1	15,39	3,7	40	0,2
2	8	5,5	12	2,9
3	12	12,5	8	9,9
4	40	15,2	15,39	11,7

Для определения несущей способности армированного сечения вычисляем:

$$\lambda_c = 0,93 - 0,014f_{cd} = 0,93 - 0,014 \cdot 16,67 = 0,697;$$

$$\alpha = E_{cm} / E_{cd} = 2 \cdot 10^5 / 2,33 \cdot 10^4 = 8,69.$$

Арматурные ряды расположены достаточно далеко друг от друга. Приведение их к сосредоточенному армированию дает ощутимую погрешность. Поэтому расчет производим, полагая, что

$$|\sigma_{s1}| \geq f_{yd}; \quad |\sigma_{s2}| \leq f_{yd}; \quad |\sigma_{s4}| \geq f_{yd}; \quad |\sigma_{s3}| \geq f_{yd}.$$

Получаем следующие зависимости для предельного состояния:

$$\begin{cases} \sigma_{s1} = -f_{yd}; \\ \sigma_{s2} = \frac{\alpha f_{cd} (d_2 - x)}{(1 - \lambda_c) x}; \\ \sigma_{s3} = \sigma_{s4} = f_{yd}; \\ 0,5f_{cd} (1 + \lambda_c) bx - (A_{s1} \sigma_{s1} + A_{s2} \sigma_{s2} + A_{s3} \sigma_{s3} + A_{s4} \sigma_{s4}) = 0. \end{cases} \quad (4.3)$$

В последнее уравнение системы (4.3) подставляем исходные данные (см. таблицу 4.5, первый расчетный случай) с учетом замены σ_{si} на f_{yd} :

$$0,5 \cdot 16,67 \cdot (1 + 0,697) \cdot 100x - 15,39 \cdot (-365) - \frac{8 \cdot 8,69 \cdot 16,67 \cdot (5,5 - x)}{(1 - 0,697) \cdot x} - 12 \cdot 365 - 40 \cdot 365 = 0.$$

Находим, что значение высоты сжатой зоны $x = 8,5$ см. Проводим проверку по следующему условию:

$$\frac{\alpha f_{cd} d}{\alpha f_{cd} + f_{yd} (1 - \lambda_c)}. \quad (4.4)$$

Получаем

$$\frac{8,69 \cdot 16,67 \cdot 15,2}{8,69 \cdot 16,67 + 365 \cdot (1 - 0,697)} = 8,63.$$

$x = 8,5$ см $< 8,63$. Условие соблюдается.

Вычисляем напряжения в арматурных рядах по высоте сечения по формуле

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha f_{cd} (d_i - x)}{(1 - \lambda_c) x}. \quad (4.5)$$

Отсюда

$$\sigma_{s1} = \frac{8,69 \cdot 16,67 \cdot (3,7 - 8,5)}{(1 - 0,697) \cdot 8,5} = -270,0 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s2} = \frac{8,69 \cdot 16,67 \cdot (5,5 - 8,5)}{(1 - 0,697) \cdot 8,5} = -168,75 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s3} = \frac{8,69 \cdot 16,67 \cdot (12,5 - 8,5)}{(1 - 0,697) \cdot 8,5} = 225,0 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s4} = \frac{8,69 \cdot 16,67 \cdot (15,2 - 8,5)}{(1 - 0,697) \cdot 8,5} = 376,88 \text{ МПа}.$$

Определяем несущую способность нормального сечения для бетона сжатой зоны по формуле (4.2), принимая $d = d_4$:

$$M_{cd} \leq M_u = 0,5 f_{cd} b x \left[(1 + \lambda_c) d_4 - 0,33 x (1 + \lambda_c^2) \right] + \sigma_{s1} A_{s1} (d_4 - d_1) + \sigma_{s2} A_{s2} (d_4 - d_2) + \sigma_{s3} A_{s3} (d_4 - d_3).$$

Получаем

$$M_{cdu} = 0,5 \cdot 16,67 \cdot 100 \cdot 8,5 \cdot \left[(1 + 0,697) \cdot 15,2 - 0,33 \cdot 8,5 \cdot (1 + 0,697^2) \right] + (-270,0) \cdot 15,39 \cdot (15,2 - 3,7) - (-168,75) \cdot 8 \cdot (15,2 - 5,5) + 225,0 \cdot 12 \times (15,2 - 12,5) = 51,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчет несущей способности плиты для второго расчетного случая. Поперечное сечение плиты показано на рисунке 4.23.

Геометрические характеристики элементов для второго расчетного случая см. в таблице 4.5.

Значения коэффициентов λ_c и α определены при рассмотрении первого расчетного случая.

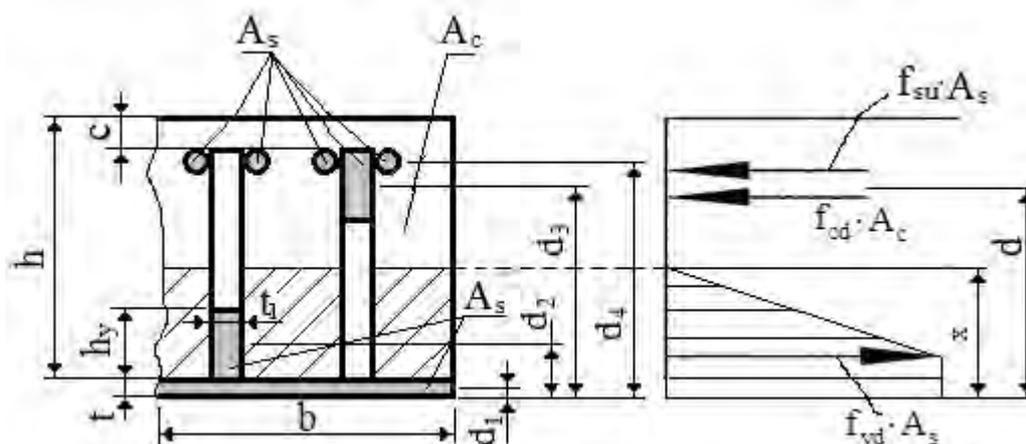


Рисунок 4.23 – К расчету нормального сечения плиты КНЭСК для второго расчетного случая (заштрихована растянутая зона)

Используя зависимости для предельного состояния (см. формулу (4.3)), с учетом того, что нижняя часть плиты растянута, принимаем

$$\sigma_{s1} = f_{yd}; \quad \sigma_{s3} = \sigma_{s4} = -f_{yd}.$$

Остальные зависимости системы уравнений (4.3) остаются без изменения.

В последнее уравнение системы (4.3) подставляем исходные данные (см. таблицу 4.5, второй расчетный случай) с учетом замены σ_{si} на f_{yd} .

$$0,5 \cdot 16,67 \cdot (1 + 0,697) \cdot 100x - 40 \cdot 365 - \\ - \frac{12 \cdot 8,69 \cdot 16,67 \cdot (2,9 - x)}{(1 - 0,697)x} - 9,9 \cdot (-365) - 11,7 \cdot (-365) = 0.$$

Находим, что значение высоты растянутой зоны $x = 3,79$ см.

Учитывая условие (см. формулу (4.4)) и расчет по этой формуле, видим, что $x = 3,79$ см $<$ 8,63. Условие соблюдается.

Вычисляем напряжения в арматурных рядах по высоте сечения по формуле (4.5) (направления отсчета x и d противоположны):

$$\sigma_{s1} = \frac{8,69 \cdot 16,67 \cdot (3,79 - 0,2)}{(1 - 0,697) \cdot 3,79} = 453,7 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s2} = \frac{8,69 \cdot 16,67 \cdot (3,79 - 2,9)}{(1 - 0,697) \cdot 3,79} = 112,47 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s3} = \frac{8,69 \cdot 16,67 \cdot (3,79 - 9,9)}{(1 - 0,697) \cdot 3,79} = -772,12 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s4} = \frac{8,69 \cdot 16,67 \cdot (3,79 - 11,7)}{(1 - 0,697) \cdot 3,79} = -999,59 \text{ МПа}.$$

Определяем несущую способность нормального сечения для бетона растянутой зоны по формуле (4.2), принимая $d = d_4$:

$$M_{cd} \leq M_u = 0,5f_{cd}bx \left[(1 + \lambda_c)d_4 - 0,33x(1 + \lambda_c^2) \right] + \\ + \sigma_{s1}A_{s1}(d_4 - d_1) + \sigma_{s2}A_{s2}(d_4 - d_2) + \sigma_{s3}A_{s3}(d_4 - d_3).$$

В результате

$$M_{ctu} = 0,5 \cdot 16,67 \cdot 100 \cdot 3,79 \cdot \left[(1 + 0,697) \cdot 11,7 - 0,33 \cdot 3,79 \cdot (1 + 0,697^2) \right] + \\ + 453,7 \cdot 40 \cdot (11,7 - 0,2) + 112,47 \cdot 12 \cdot (11,7 - 2,9) + (-772,12) \times \\ \times 8 \cdot (11,7 - 9,9) = 62,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Посредством расчетов получены два значения изгибающих моментов, соответственно, для сжатой и растянутой зон сечения плиты.

Величина изгибающего момента в растянутой зоне сечения плиты выше, т. к. в этой зоне располагаются три фасонных элемента (гребни внизу), тем самым увеличена площадь стального армирования.

Предельным для плиты из КНЭСК размерами 1000×2900 мм с пятью фасонными элементами необходимо принять меньшее значение момента, т. е. $51,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Результаты, полученные в данном разделе, позволяют расчетным путем подобрать размеры армирующих элементов плиты с учетом эксплуатационных нагрузок.

5 Композитные монтажные элементы сборных строительных конструкций

5.1 Особенности применения в строительстве композитных монтажных элементов из сборного железобетона и сталежелезобетона

Во втором десятилетии XXI в. можно в качестве композитных несущих элементов строительных конструкций реально рассматривать только монтажные блоки заводского изготовления из железобетона. Другие современные конструкционные материалы пока не применяются в больших объемах при возведении инженерных сооружений в транспортном, промышленном и гражданском строительстве. Широко распространены железобетонные крупногабаритные структуры, несущие собственный вес, внешние временные нагрузки, а возможно, и вес заполнителя [46–51].

Наиболее актуальным можно полагать внедрение нового сборного железобетона и сталежелезобетона в такие области строительства, как мостостроение, тоннелестроение – надземное и подводное придонное, фундаментастроение, резервуаростроение.

С применением крупногабаритных несущих монтажных элементов могут создаваться участки железных и автомобильных дорог, возводятся подпорные стенки, транспортные галереи, колонны, стены и перекрытия промышленных зданий, высотные сооружения, тороидальные, купольные, цилиндрические и конические сводчатые сооружения, в том числе подземные и подводные. Также элементы могут быть использованы при проектировании и строительстве оснований стационарных и мобильных платформ для добычи углеводородов на морских шельфах, в конструкциях вытяжных и дымовых труб, башенных градирен, морских и речных причалов и терминалов. Возможно применение и в судостроении.

Железобетонные крупногабаритные структуры проектируются с несущим каркасом в виде сборных композитных конструкций с оболочечной, плитной или оболочечно-плитной крупногабаритной структурой, одно- и многосвязной, в том числе сотовой, с монтажными блоками из армированного бетона.

Вместе с тем применение классических конструкций сооружений из сборного и сборно-монолитного железобетона затруднено в связи со сложностью их формирования для обеспечения надежности и долговечности сооружений, особенно из-за трудоемкого омоноличивания монтажных блоков в сборном исполнении и при использовании опалубок и ручного труда для установки арматуры в монолитном исполнении.

В строительстве также используются конструкции в виде кладки из монолитных полых строительных блоков (искусственных камней) с

различной конфигурацией полостей, возможно, заполненных другими материалами [46]. Однако после сборки стена из таких несущих элементов превращается в каменный монолит, весьма чувствительный к трещинообразованию и скалыванию при неравномерных осадках и больших локальных воздействиях. Массив не обладает способностью к эффективному рассеиванию локальных высокотемпературных полей, генерируемых источниками различного происхождения. При увеличении характерных размеров создаваемых сооружений усложняется технология возведения конструкций, снижаются темпы строительства.

Конструкция соединения сборных монтажных блоков [47] включает закладные детали, выполненные в виде металлических обойм цилиндрической формы и размещенные в бетоне стыкуемых элементов в зоне стыкового соединения. Внутренний объем элементов предварительно заполнен клеевым составом. Связь элементов осуществляется посредством металлического стержня, один конец которого заводят в металлическую обойму одного стыкуемого элемента, а другой – в металлическую обойму другого стыкуемого элемента. При этом к металлической обойме по торцу приварен расточенный фланец, образующий фиксирующую воронку захвата.

В такой конструкции монтажного соединения должна быть обеспечена высокая точность при заделке закладных деталей в бетон, что трудновыполнимо, поскольку закладные детали из труб малых диаметров на строительной площадке сложно зафиксировать в опалубке монтажных железобетонных элементов жестко, с малыми допусками на взаимное расположение и на размещение относительно границ монтажных железобетонных блоков или бетонного массива, к которому пристыковывается блок или группа монтажных железобетонных блоков. Реально такая конструкция работоспособна только при взаимном контакте двух блоков или одного блока с бетонным массивом при ограниченном количестве стыков на закладных стержневых вставках. Приемлема предварительная установка фиксаторов в виде стержня или нескольких стержней в опалубку блока. Но при несоосности и разбросах расстояний между стыковыми деталями блоков, увеличивающимися в процессе бетонирования, при недостаточно жесткой фиксации деталей стыков в опалубке получить полноценное соединение монтажных блоков невозможно. Использование клея для силовой фиксации соединяемых конструкций не позволяет обеспечить большую несущую способность многоблочных пространственных сооружений, особенно при проведении монтажных работ при отрицательных температурах наружного воздуха ниже минус 10 °С, главным образом, в регионах с суровыми климатическими условиями.

Применяются также ячеистые конструкции из гибких полимерных лент. Они устанавливаются на ребро и соединяются между собой линейными сварными швами. Например, геокоркас – объемная георешётка, образующая при засыпке грунтом геосоты, предназначенные для улучшения строительных свойств различных грунтов и применяемые с целью противоэрозионной защиты откосов, конусов путепроводов, армирования слабых оснований, строительства подпорных стен [48]. Ячеистые конструкции из гибких полимерных лент имеют ограниченные габаритные размеры и не обеспечивают высокой устойчивости конструкции.

Предложена конструкция глубоководного искусственного острова, включающая ограждающее сооружение, состоящее из секций кессонов [49]. Нижний ряд кессонов, уложенных рядами по высоте, образует замкнутый контур, при этом каждая секция кессона нижнего ряда выполнена с вертикально направленными колоннами и является основанием. Секции кессонов вышележащих рядов снабжены вертикальными трубчатыми элементами, установленными в полости каждой секции по всей высоте и сопряженными с направляющими колоннами. Однако конструктивно трубчатое соединение секций сборной конструкции имеет специфическое решение для макрообъектов подводного применения и не обобщается по геометрическим параметрам и форме монтажных элементов, а также по приемам их соединения на более мелкие конструктивные элементы универсального назначения.

В качестве облицовочной плиты при кладке кирпичной стены возможно использование строительного блока в форме многогранника со сквозным резьбовым отверстием [50]. Отверстие расположено по центру нижней и верхней граней и сопряжено с крепежным элементом в виде шпильки длиной, кратной длине как минимум одного модульного блока, с возможностью ее вворачивания с помощью ручного электроинструмента. Но такой строительный блок имеет неразвитые геометрические формы поверхностей. Высока трудоёмкость заводского изготовления монтажных элементов и их установки в проектное положение. При необходимости создания крупногабаритных пространственных конструкций усложненной структуры, особенно большепролетных, с пролётами в десятки и сотни метров, крепежные элементы будут иметь сложную конструкцию, при этом не обеспечивающую передачу достаточно больших усилий между контактирующими блоками.

Получило широкое внедрение жёсткое объединение монтажных железобетонных блоков в единую конструкцию приваркой арматуры или сваркой плоских закладных деталей через листовые накладки с последующим омоноличиванием области стыка в съёмной или остающейся опалубке [51].

Важнейшей проблемой создания сооружений вышеперечисленных классов из сборных композитных несущих блоков является разработка конструктивных решений их монтажных соединений.

Недостаток такого общепринятого способа – высокая трудоёмкость стыкования арматуры, а также наличие непростых работ по установке и снятию опалубки и по бетонированию монтажного соединения. Процесс монтажа при этом может быть усложнён необходимостью производства работ в суровых природно-климатических условиях площадок строительства. Применение обычных металлических закладных деталей в монтажных железобетонных элементах требует выполнения больших объёмов весьма непроизводительных работ по подгонке деталей и их стыковке с помощью электросварки или болтовых соединений.

Можно добиться увеличения несущей способности монтажных соединений сооружений путём закрепления в соединительных стыках жёстких металлических несущих элементов, работающих по принципу «внешнего» армирования и формирующих сложную комбинированную структуру пространственных сооружений больших пролётов, высот или протяженности. Однако такие конструктивные решения не удаётся использовать в соединениях со стыковкой арматуры с последующим омоноличиванием зоны стыка в процессе монтажа для плоских или пространственных тонкостенных железобетонных несущих конструкций.

Анализ предлагаемых конструкций показал, что:

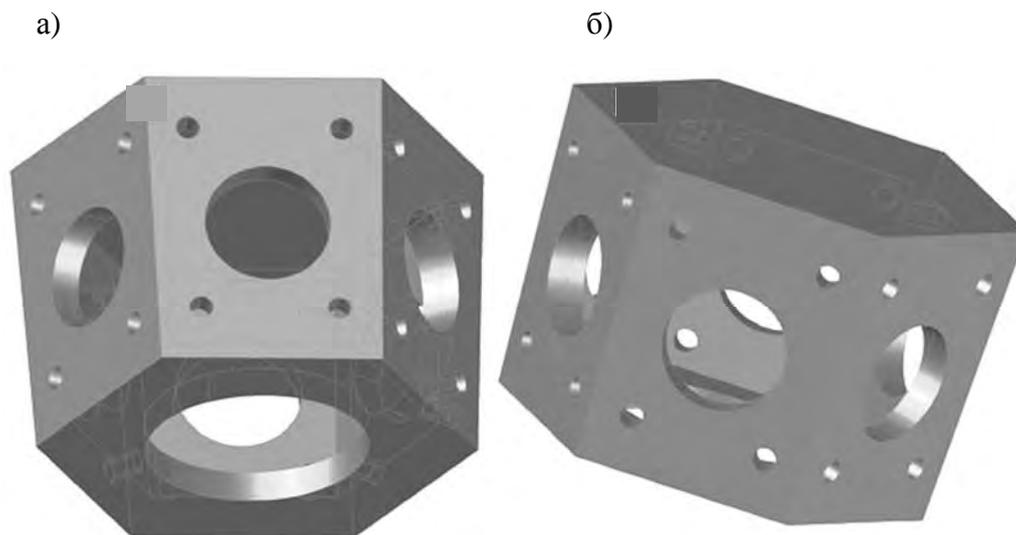
- нужна конкретизация геометрической формы поверхностей, структуры, композиции и расположения металлических компонентов блоков заводского изготовления. При этом будут обеспечиваться высокие темпы сборки экономичных по затратам материалов строительных конструкций крупногабаритной структуры, в том числе сотовой, с применением жёстких и технологичных монтажных соединений блоков и, при необходимости, с формированием комбинированных систем из монтажных блоков и примыкающих к ним внешних стержневых элементов;

- для обеспечения несущей способности, долговечности и, при необходимости, герметичности создаваемых сооружений, а также для совершенствования технологии монтажа сборных железобетонных строительных конструкций требуется создание максимально надёжного и долговечного многофункционального монтажного стыка с жёстким закреплением стыкуемых блоков от взаимных упругих смещений.

5.2 Новый композитный несущий блок и монтажное соединение несущих блоков железобетонных и сталежелезобетонных конструкций

Задачи, сформулированные в подразд. 5.1, решены в Московском государственном университете путей сообщения Императора Николая II. Предложены новые конструкции несущего блока и монтажных соединений таких блоков [52].

Композитный несущий блок для сборной строительной конструкции, например крупногабаритной сотовой структуры, выполнен в форме пространственного многогранника со сквозными отверстиями в гранях (рисунок 5.1). Отверстия служат для соединения монтажных блоков между собой и с другими элементами конструкции с применением закладных крепежных элементов, вставляемых в процессе монтажа в закладные детали.



а – используется для образования сферических структур; б – используется для образования призматических структур

Рисунок 5.1 – Пространственное изображение монтажного блока в виде шестигранника с открытой полостью

В конструкцию блока включаются бетон, стержневая арматура и замыкающие закладные детали в виде полых трубчатых элементов, расположенные в сквозных отверстиях.

Монтажный блок имеет открытые или замкнутые полости, а также может иметь форму фрагмента, представляющего собой, по меньшей мере, одну толстостенную оболочку или плиту с открытым или полностью (частично) замкнутым одно- и многосвязным поперечным сечением.

На рисунках 5.2–5.7 соответствующими позициями обозначены конструктивные элементы монтажного блока: 1, 2, 3 – закладные детали; 4 – грани блока; 5 – бетон; 6 – стержневая арматура; 7 – замыкающие закладные элементы; 8 – выступы на поверхности монтажного блока; 9 – поперечная диафрагма монтажного блока; 10 – проемы в монтажном блоке для сообщения между «сотами» в процессе монтажа структуры и после завершения ее формирования; 11, 12, 13, 14 – дополнительные стержневые закладные детали; 15, 16 – продольная диафрагма в виде фрагмента оболочки или удлиненная пластинка из листового металлопроката; 17 – сквозной паз на замыкающем закладном элементе 7; 18 – незамкнутый фрагмент трубы замыкающего закладного элемента 7; 19 – стальные арматурные стержни, составляющие замыкающий закладной элемент 7; 20 – наполнитель из отвердевающего материала, например, бетона или мастики; 21 – замыкающий закладной элемент, изготовленный из отрезка трубы.

На рисунке 5.2 показаны проекции блока (см. рисунок 5.1, а) на координатные плоскости.

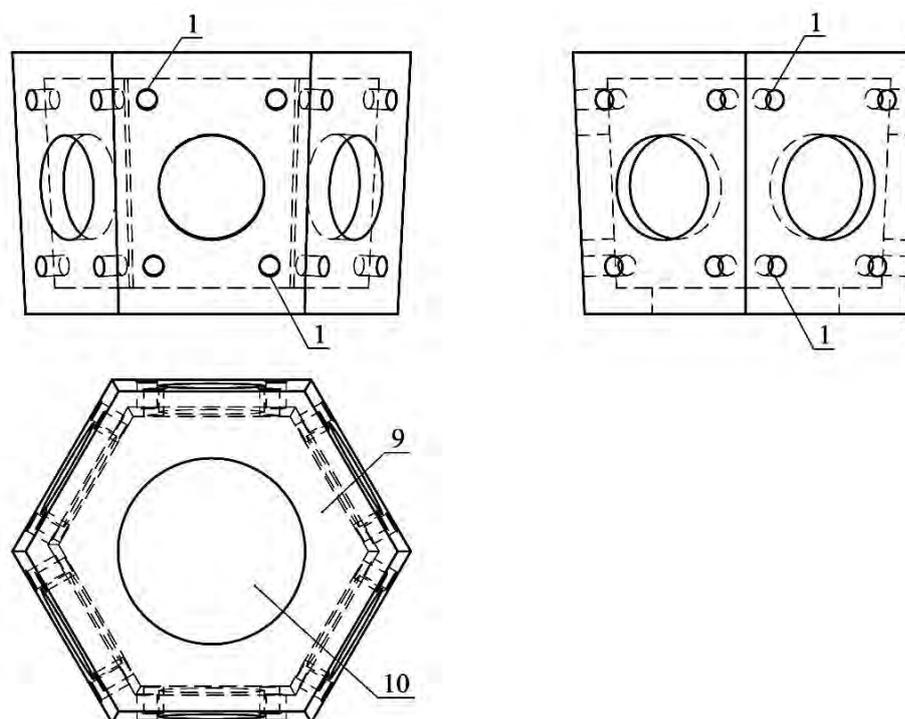
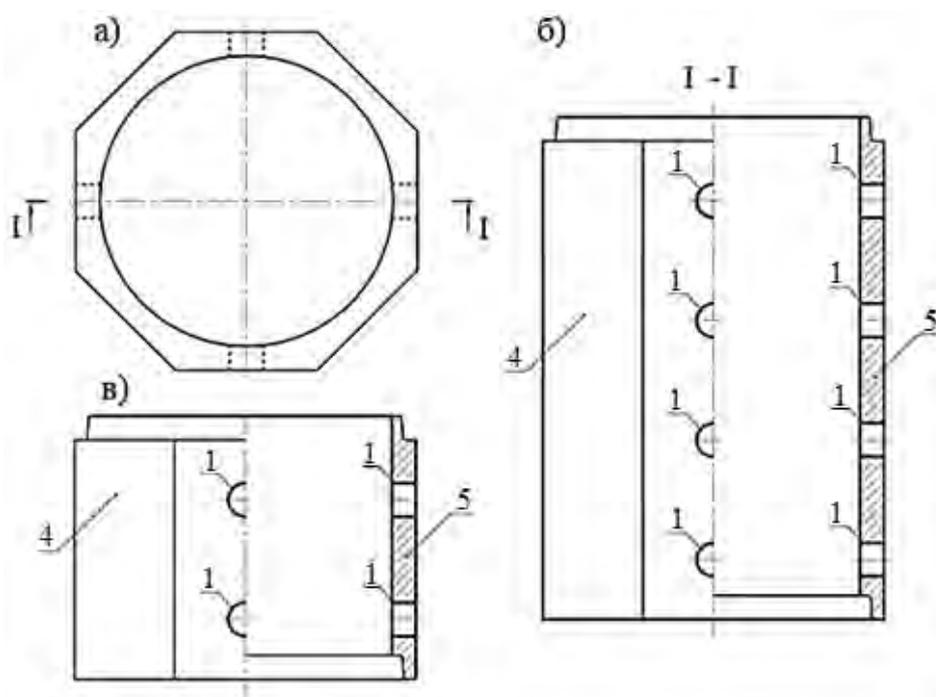


Рисунок 5.2 – Проекция блока в виде полого призматического восьмигранника на координатные плоскости

Закладные детали 1 выполняются в виде полых элементов. Они предназначены для соединения монтажных блоков между собой и с

другими элементами конструкции. В конструкции монтажного блока предусмотрены, по крайней мере, одна поперечная диафрагма 9 и проемы 10 для сообщения между «сотами» в процессе монтажа структуры и после завершения ее формирования, а также для уменьшения веса и материалоемкости сборной строительной конструкции.

На рисунках 5.3–5.5 представлены виды сверху и фасады полого призматического восьмигранника по наружной поверхности и кругового цилиндрического по внутренней поверхности монтажного блока полной и укороченной высоты.

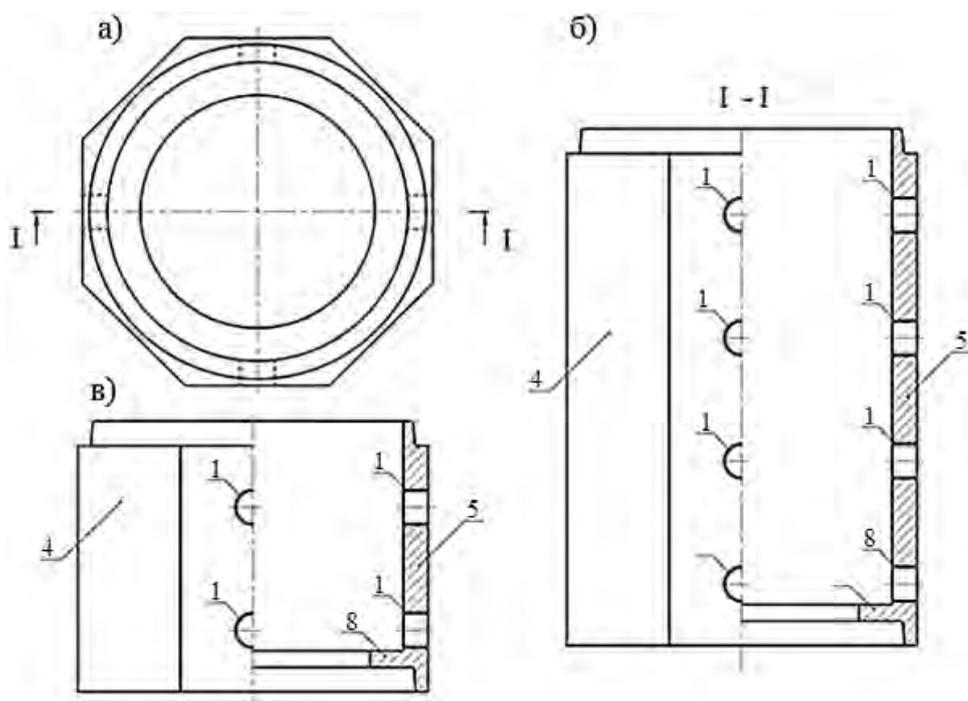


а – вид сверху; б – основной промежуточный блок полной высоты; в – укороченный промежуточный блок

Рисунок 5.3 – Полый призматический восьмигранник по наружной поверхности и круговой цилиндрический по внутренней поверхности монтажного блока полной и укороченной высоты

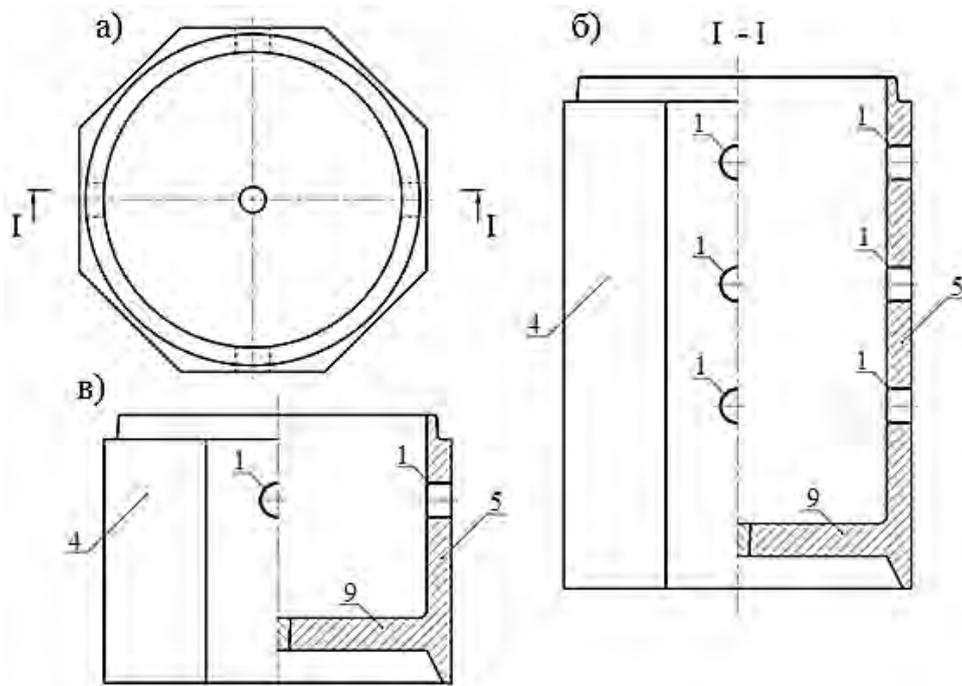
Грани 4 монтажного блока или фрагменты оболочек и плит могут включать жестко связанные со стержневой арматурой и бетоном несущие элементы из стального листового проката в виде пластин и оболочек с линейчатыми срединными поверхностями.

Поверхность монтажного блока может быть снабжена придонными внутренними кольцевыми ребрами – выступами 8 (см. рисунок 5.4) или дном, роль которого играет поперечная диафрагма 9 (см. рисунок 5.5).



а – вид сверху; б – основной нижний блок полной высоты; в – укороченный нижний блок

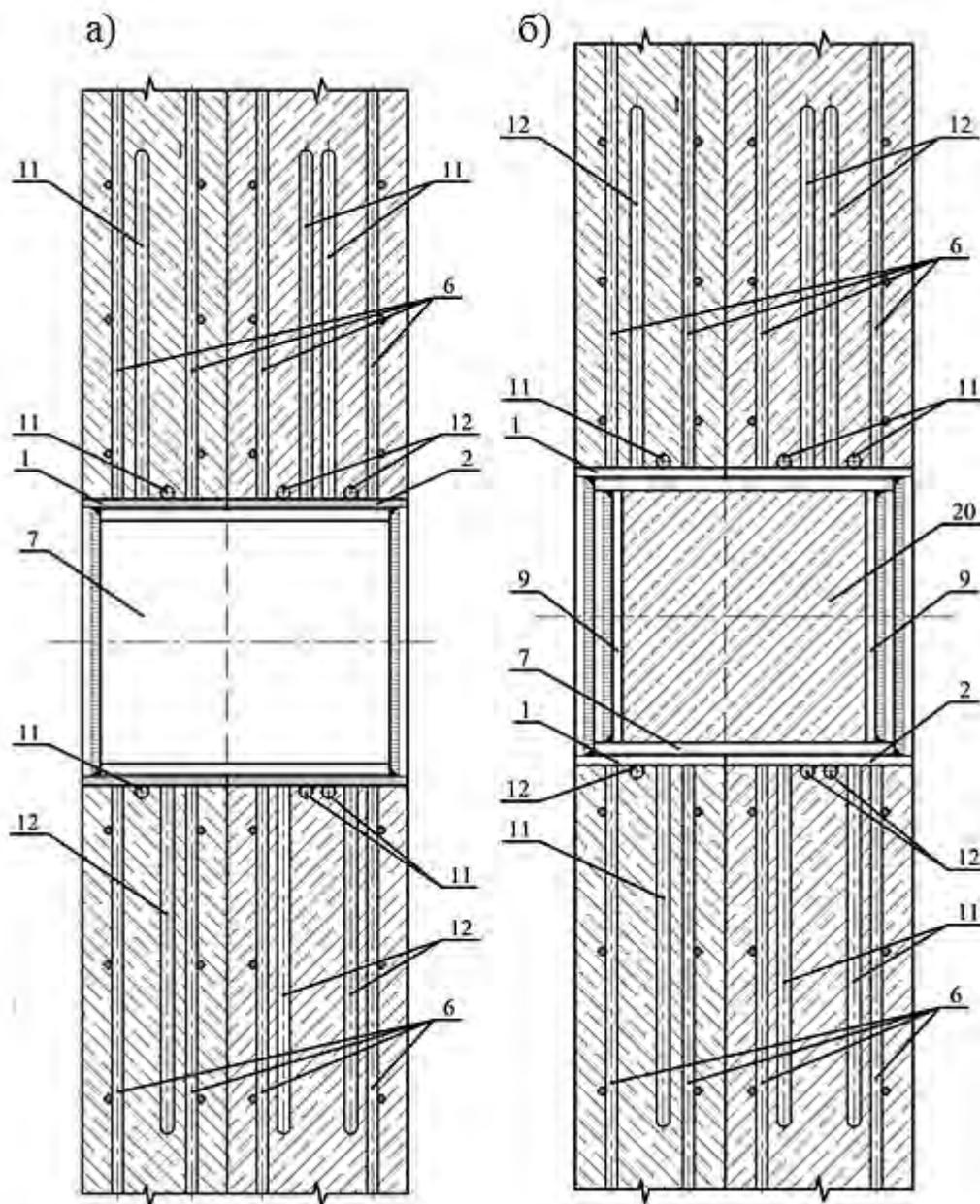
Рисунок 5.4 – Полый призматический восьмигранник по наружной поверхности и круговой цилиндрический по внутренней поверхности монтажного блока полной и укороченной высоты для создания призматических сотовых структур с придонным внутренним кольцевым ребром



а – вид сверху; б – основной нижний блок полной высоты; в – укороченный нижний блок

Рисунок 5.5 – Полый призматический восьмигранник по наружной поверхности и круговой цилиндрический по внутренней поверхности монтажного блока полной и укороченной высоты для создания призматических сотовых структур с днищем

Сборка монтажных стыков двух железобетонных монтажных блоков различной постоянной толщины с закладными деталями из отрезков труб может выполняться по различным схемам, см. например, рисунок 5.6.

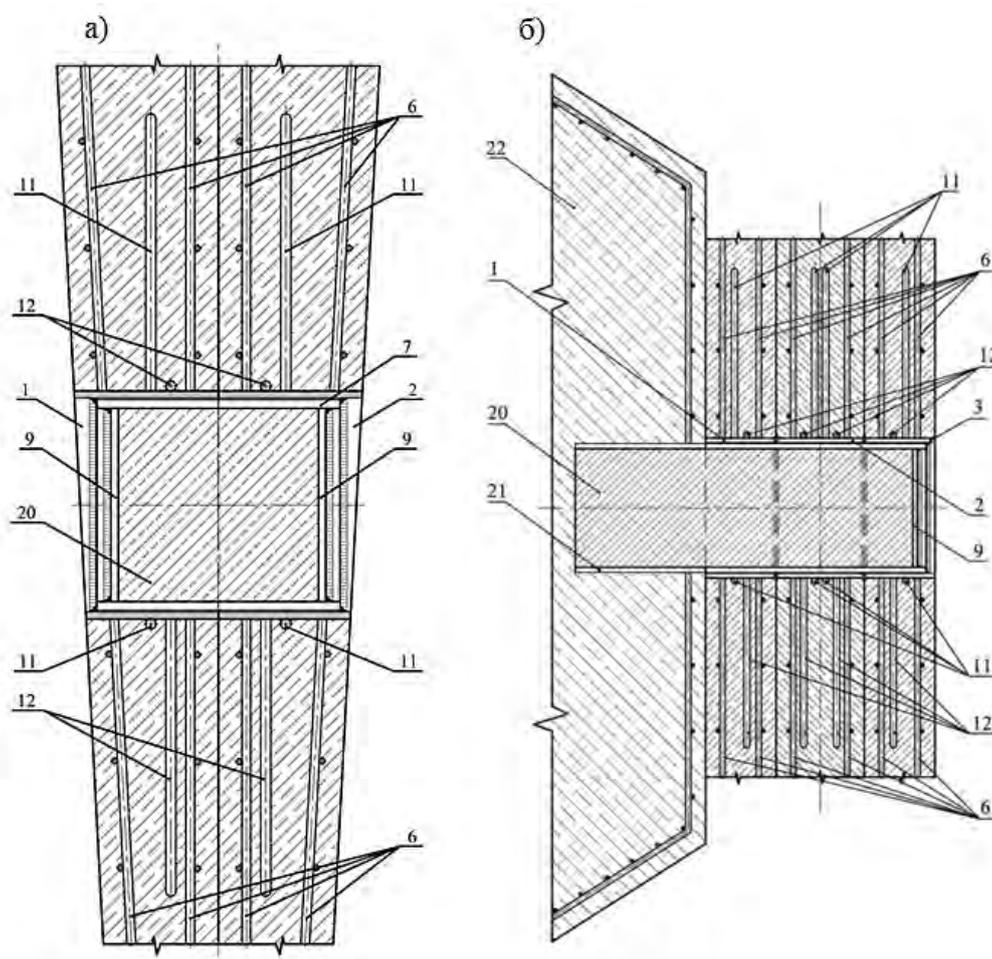


а – замыкающий закладной полый элемент из отрезка трубы вставлен в закладные детали;
 б – замыкающий закладной элемент с круговыми диафрагмами, заполненный отвердевающим материалом

Рисунок 5.6 – Разрезы монтажных стыков двух железобетонных монтажных блоков различной постоянной толщины с закладными деталями из отрезков труб

Аналогичным образом могут монтироваться и монтажные блоки переменной толщины (рисунок 5.7, а), а также три монтажных блока

различной постоянной толщины с закладными деталями, охватывающими замыкающий закладной элемент 21 из отрезка трубы (рисунок 5.7, б).



а – стыковка монтажных блоков переменной толщины с плоскими непараллельными внешними поверхностями; б – стыковка трех железобетонных монтажных блоков

Рисунок 5.7 – Разрезы монтажных стыков железобетонных монтажных блоков переменной толщины

Предлагаемые решения сборных строительных конструкций из композитных несущих блоков заводского изготовления открывают широкие возможности массового применения сборного железобетона в инновационном базисе конструктивных форм ответственных инженерных сооружений в промышленном, транспортном и гражданском строительстве.

Одна из важнейших технологических особенностей сборных композитных структур – исключительно высокие темпы объединения монтажных блоков в разнообразные сложные пространственные конструктивные формы при достаточной надежности и простоте выполнения монтажных стыков с помощью закладных деталей. Закладные детали таких стыков

упрощают также создание и эксплуатацию инвентарных опалубочных форм для заводского изготовления железобетонных оболочечных и плитных монтажных блоков различного назначения и самых разных конфигураций.

Жесткое и геометрически точное (в пределах допусков, установленных в проекте сооружения) взаимное пространственное расположение закладных деталей каждого монтажного железобетонного блока должно быть обеспечено структурой его арматурного каркаса и конструкцией опалубки, как правило, инвентарной, многократного повторного применения.

Закладные детали из труб позволяют использовать их полости для пропуска через них крепежных деталей, точно и жестко фиксирующих элементы инвентарной опалубки в процессе бетонирования до момента ее разборки после набора бетоном заданной прочности.

Замыкающий закладной элемент монтажного соединения должен иметь проектные размеры наружного контура поперечных сечений, меньшие проектных размеров контуров поперечных сечений внутренней поверхности закладных деталей. Это необходимо, чтобы при сборке свободно проходить с учетом установленных проектом допусков через все стыкуемые при помощи этого замыкающего закладного элемента монтажные железобетонные блоки, а для более точной установки можно использовать продольный паз, заполняемый мелкозернистым кварцевым песком или отвердевающим жидким заполнителем.

Длина замыкающего закладного элемента должна быть принята с учетом необходимости приварки в процессе сборки конструкции, по меньшей мере, одного из его концов к закладной детали крайнего монтируемого элемента.

Внутренняя полость замыкающего закладного элемента может иметь поперечные диафрагмы и быть забетонирована или заполнена другим отвердевающим веществом.

Тело замыкающего закладного элемента может не иметь замкнутого контура поперечного сечения и состоять из отдельных деталей, образуемых из отрезков труб, листового проката или арматурных стержней. В таком исполнении может быть забетонировано или заполнено другим отвердевающим веществом пространство между замыкающим закладным элементом и полостями закладных деталей.

Возможны различные случаи создания монтажного стыка.

Например, каждый из стыкуемых монтажных железобетонных блоков устанавливаются в проектное положение с опиранием на ранее смонтированные части конструкции и (или) на внешнюю среду. Установку блоков выполняют с применением монтажных грузоподъемных механизмов с точностью до геометрических допусков, заданных в технологическом регламенте монтажа конструкций в составе проекта производства работ. При

этом должны быть совмещены, с точностью до установленных в проекте допусков на «черноту», сквозные отверстия в соответствующих закладных деталях 1–3. Затем в сквозные внутренние отверстия закладных деталей 1–3 монтажных блоков вводят в проектное положение замыкающий закладной элемент 7 или замыкающий закладной элемент 21 и жестко прикрепляют детали замыкающего закладного элемента 7 или 21 к закладным деталям 1–3 монтажных блоков. В зависимости от вида замыкающего закладного элемента 7 во внутреннюю область замыкающего закладного элемента 7 или во внутренние области закладных деталей 1–3 монтажных элементов может быть введен заполнитель 20 из отвердевающего материала, например бетона или мастики.

Может иметь место случай, когда осуществляется стыковка монтажных блоков с внешними опорными конструкциями, например с железобетонным массивом. Сначала в такой массив вставляют и закрепляют замыкающий закладной элемент 21 соответствующих монтажных стыков. Затем через эти замыкающие закладные элементы последовательно устанавливают в проектное положение монтажные железобетонные блоки и жестко прикрепляют по доступным краям и внутренним поверхностям закладных деталей, а также при необходимости вводят заполнитель 20 из отвердевающего материала – аналогично первому случаю создания стыка.

В процессе сборки соединения и после ее завершения поверхности смежных монтажных железобетонных элементов и поверхности замыкающего элемента, контактирующие и прилегающие к стыкам, могут быть покрыты антикоррозионными и гидроизоляционными материалами.

Сборка монтажных блоков в строительную конструкцию при возведении фундаментов, стен, опор, колонн, куполов, земляного полотна дорог и других сооружений осуществляется следующим образом.

Монтажные блоки определенной конструкции укладывают на подготовленное основание с учетом технологических требований и скрепляют между собой и другими элементами строительной конструкции с помощью замыкающих закладных элементов 7, которые привариваются к закладным деталям 1. Монтажные блоки и замыкающие закладные элементы 7 изготавливают в заводских условиях из различных конструкционных материалов, что сводит к минимуму трудоемкость на строительной площадке.

При эксплуатации созданного сборного железобетонного сооружения внутренняя потенциальная энергия деформации накапливается и распределяется между конструкцией и заполнителем в соответствии с закономерностями механики деформирования твердого тела в рамках пространственной задачи.

Нагрузка над отдельным блоком за счет монтажных стыков включает в работу смежный блок, который, в свою очередь, включает в работу следующий, что повышает несущую способность создаваемых сооружений.

Особенностью сооружения рассматриваемой конструкции является возможность разделения во времени отдельных этапов. Сначала могут быть изготовлены элементы, а потом осуществлены их монтаж и объединение стыками, которые обеспечивают надежное соединение плит и упрощают технологию.

Возможно применение в строительстве сотовых структур из предложенных монтажных блоков. Например, для формирования пространственных систем из имеющих пустоты несущих блоков, а также как решетки из тонкостенных плоских и пространственных деталей. Такие жесткие тела и гибкие ленты образуют в несущей конструкции в процессе возведения сооружения замкнутые полости или сетчатые структуры, в частности, заполняемые грунтом или отвердевающими веществами.

Строительные конструкции крупногабаритных сотовых структур имеют развитые геометрические формы поверхностей, недорогие крепежные элементы. Они обеспечивают передачу достаточно больших усилий между контактирующими монтажными блоками, когда возникает необходимость создания крупногабаритных пространственных конструкций сложной структуры, особенно большепролетных, с пролетами в десятки и сотни метров, несложных в изготовлении, а также при монтаже высотных, большепролетных, сверхпротяженных, в том числе подводных, сооружений.

Применение в сборных строительных железобетонных конструкциях предлагаемых монтажных блоков гарантирует их достаточную прочность, необходимое качество и высокие темпы монтажа.

Может быть обеспечен также высокий уровень типизации и унификации проектов на уровне использования монтажных блоков для строительных объектов различных отраслей техники и гражданского строительства.

Современный технологический уровень строительной индустрии предоставляет возможность массового изготовления на современных заводах железобетонных и металлических изделий сборных монтажных блоков, а также замыкающих закладных элементов с необходимой геометрической точностью и стабильными свойствами конструкционных материалов.

6 Конструктивно-технологические решения проектирования и изготовления несущих элементов сквозных металлоконструкций

Эффективность проектируемых и возводимых сооружений непосредственно связана с конструкцией и особенностями распределения напряжений и деформаций несущих элементов. Одна из основных задач при проектировании – уменьшение стоимости строительства в первую очередь за счет снижения металлоемкости конструкций при обеспечении их высокой несущей способности.

В конструкциях гражданских, общественных и промышленных зданий, мостов, эстакад, подкрановых балок производственных зданий и других сооружений широко применяются балки – несущие элементы, воспринимающие действие изгибающих моментов.

Несущие элементы сплошных стоек – колонн постоянного по высоте сечения и надкрановых частей ступенчатых колонн – представляют собой стержень, подверженный сжатию с изгибом.

Сечения несущих элементов традиционно принимают в виде составных двутавров. Их изготавливают сварными, клепаными или с применением фрикционных болтовых соединений.

Балки составного сечения используются тогда, когда прокатные балки не удовлетворяют условиям прочности, жесткости, общей устойчивости, т. е. при больших пролетах и больших изгибающих моментах. Высота балки определяется экономическими соображениями, ее максимально допустимым прогибом и в ряде случаев строительной высотой конструкции. Проектная высота таких сечений достигает 1500–1800 мм и более.

Для колонн обычно применяют симметричные сечения, например круглые; при больших усилиях с преобладающим односторонним изгибающим моментом – несимметричные.

6.1 Перфорирование как один из путей снижения материалоемкости

Известен классический подход к изготовлению несущих элементов пониженной материалоемкости: перфорирование стенки сплошного прокатного или сварного двутавра. Однако такая технология не всегда позволяет получать двутавры большой высоты или проектировать стержни оптимального сечения. Кроме того, практически исключается унификация конструктивных элементов, являющихся своеобразными сборочными единицами, на базе которых возможно проектирование различных конструкций.

Изготовление двутавров большой высоты осуществляется с применением сварочных технологий и специального оборудования. В частности, такая специальная линия автоматической сварки под флюсом успешно работает на предприятии холдинга «Группа компаний Протос» в Могилевском районе. Однако высота двутавров на этой линии ограничена 1500 мм.

Требования к прочности, жесткости и проектированию стальных конструкций в Беларуси и России регламентируются Строительными нормами и правилами (СНиП), например [53, 54].

Прочность балок и стоек с вырезами (с перфорированной стенкой), совершенствование методов их расчета и рациональность применения в разное время рассматривали А. Р. Ржаницын, А. И. Складнев, В. М. Добрачев, В. М. Дарипаско, Е. В. Литвинов, А. А. Юрченко, Т. М. Рогатовских, А. И. Притыкин и др.

Среди зарубежных авторов можно отметить работы F. Faltus, P. Halleux, T.E. Gibson, B.S. Jenkins, N.J. Gardneg, M. Нгабок, A. Bazile и др.

Обычно двутавры с перфорированной стенкой изготавливают в следующем порядке. Стенка прокатного профиля (рисунок 6.1) разрезается по зигзагообразной ломаной линии с регулярным шагом с помощью газовой резки или на мощных прессах. Затем обе половины разрезанной балки соединяются сваркой в совмещенных между собой выступах стенки. В результате образуется своеобразная конструктивная форма – балка с окнами в стенке.

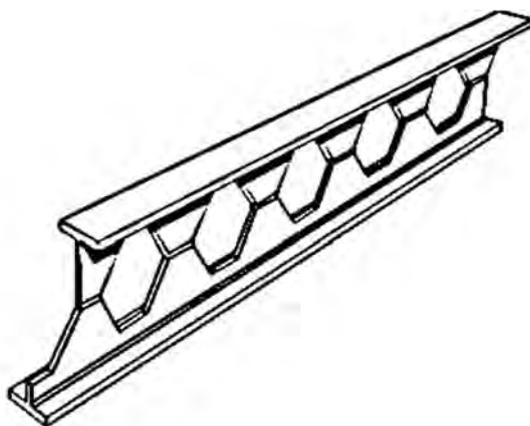


Рисунок 6.1 – Составной двутавр с перфорированной стенкой

Такой подход не является принципиально новым. Он уже успел доказать неоспоримость своих преимуществ: рациональность распределения материала по сечению при восприятии эксплуатационных нагрузок, снижение массы и расхода металла.

Конструктивные решения балок и стоек с перфорированной стенкой отличаются большим разнообразием, определяемым вариабельностью схем разрезки стенки. Наиболее часто применяют перфорированные несущие элементы с регулярной разрезкой и одинаковой высотой поясных тавров (стержни симметричного сечения).

В Белорусско-Российском университете предложена и исследована конструкция стойки кольцевого поперечного сечения [55], изготовленной путем разрезки, раздвижки и сварки стенки трубы.

Двутавр с перфорированной стенкой, изготовленный по общепринятой технологии, оказывается даже более сложным по структуре и геометрии, чем двутавр классический. Если же речь идет о сечениях высотой от 0,7 до 2,2 м, то для заводов металлоконструкций производство перфорированных изделий становится весьма затратным в связи с появлением значительных по величине сварочных деформаций и необходимостью выполнения специальных конструктивно-технологических мероприятий по их минимизации.

6.2 Несущий элемент балочного типа таврового профиля для металлоконструкции и металлоконструкция на его основе

Предложено много конструкций перфорированных двутавровых балок и методик расчета их прочности и устойчивости, позволяющих учесть геометрическую форму перфораций, их взаимное расположение и уровни концентрации напряжений возле них [56–63].

При этом остается не решенным вопрос упрощения производства и монтажа перфорированных двутавровых балок с большой строительной высотой.

Увеличение высоты двутавров без серьезной перестройки технологического процесса их изготовления возможно при использовании нового технического решения [64], предложенного Белорусско-Российским университетом в соавторстве с МГУПС МИИТ и холдингом «Группа компаний Протос». Данное решение направлено также на упрощение конструкции и технологии изготовления несущего элемента металлоконструкций (НЭМ).

Базовый НЭМ (рисунок 6.2) представляет собой конструкцию балочного типа таврового профиля. Он состоит из собственно несущего элемента 1 и стенки 2, которые жестко соединены между собой. Стенка 2 выполняется из листового проката с переменной высотой. НЭМ изготавливается как минимум из двух элементов, жестко соединяемых между собой, плоскости которых перпендикулярны друг другу.

В зависимости от расчетной схемы и особенностей конструктивной формы непосредственно конструкции ее назначения и условий нагружения

и эксплуатации проектируемая металлоконструкция собирается из отдельных базовых НЭМ.

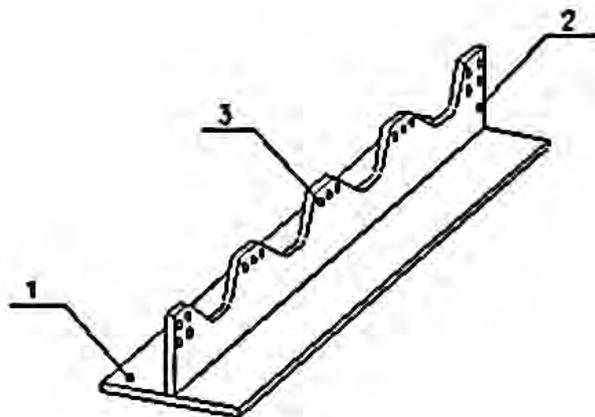


Рисунок 6.2 – Базовый НЭМ

Элементы, в свою очередь, могут по-разному располагаться по отношению друг к другу и другим конструктивным элементам металлоконструкции. Соединение базовых НЭМ между собой может осуществляться как сваркой, так и фрикционными высокопрочными болтами с использованием накладок, пластин и (или) раскосов. Для этого на большей по высоте части тавров (см. рисунок 6.2) выполняются одно или несколько отверстий 3.

Несущий элемент 1 может дополнительно снабжаться несколькими стенками 2, выполняться переменной ширины и/или толщины, а также иметь трубчатую конфигурацию (рисунок 6.3).

Вертикальный элемент (стенка) – один или несколько, имеет переменную высоту, за счет чего увеличивается высота получаемого тавра и, соответственно, повышается несущая способность балочного элемента таврового типа. На большей по высоте части стенки выполняются отверстия, используемые для соединения НЭМ между собой при создании металлоконструкций. Такие металлоконструкции на основе НЭМ могут входить как отдельные части в металлоконструкции разного назначения, которые легко собираются посредством накладок, раскосов и фрикционных высокопрочных болтов.

Таким образом, на базе НЭМ могут создаваться структуры различной формы и назначения. Вместе с тем обеспечиваются простота изготовления, высокая несущая способность, оптимальная конструктивная форма и металлоемкость.

НЭМ с несущими элементами 1 и стенками 2 соединяются внахлест (рисунок 6.4) или встык (рисунок 6.5) с применением соединительных элементов 4, выполняемых в виде фрикционных высокопрочных болтов.

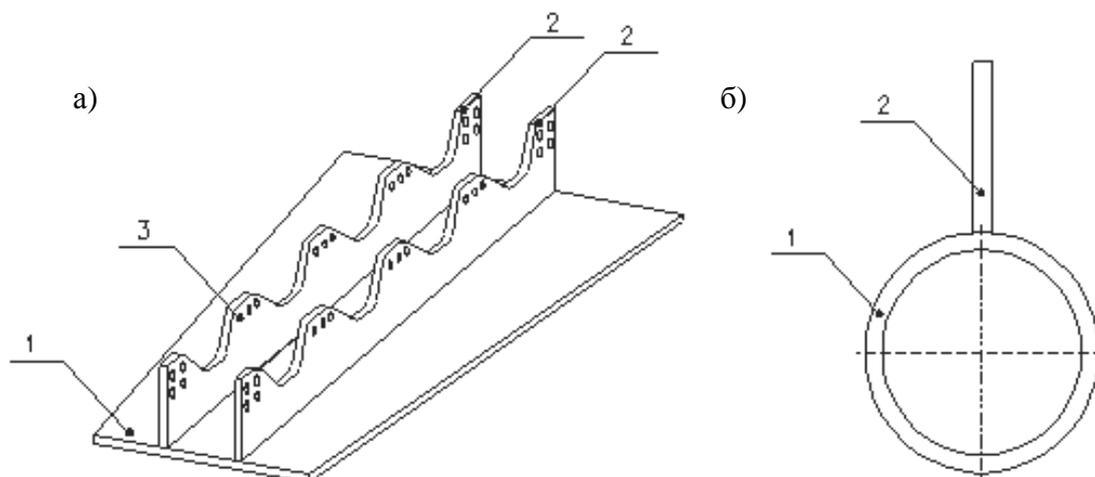
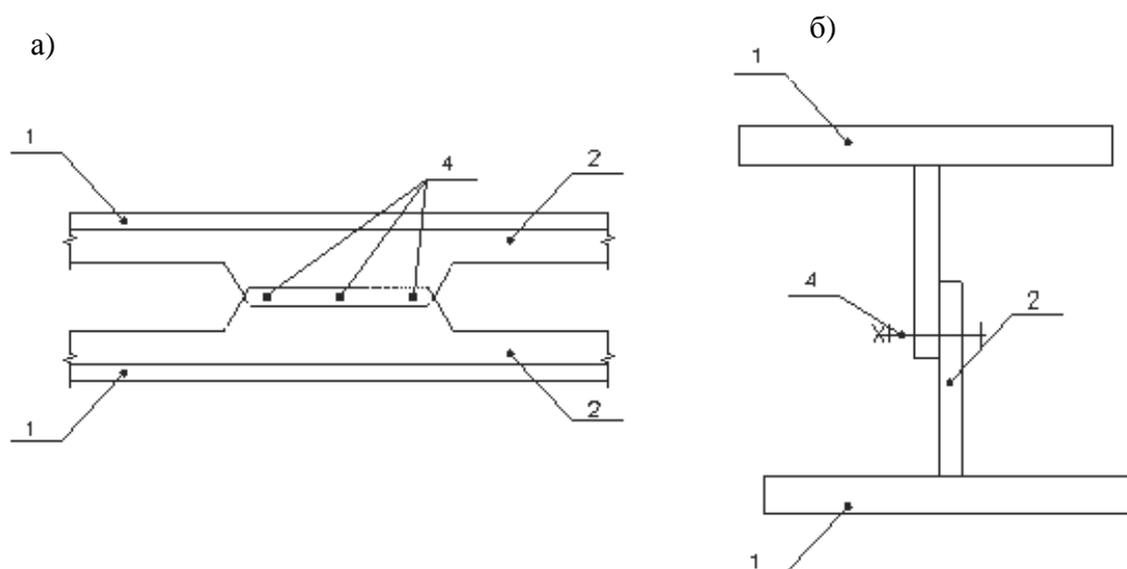


Рисунок 6.3 – Несущий элемент переменной ширины и/или толщины с двумя стенками (а), имеющий трубчатую конфигурацию (б)



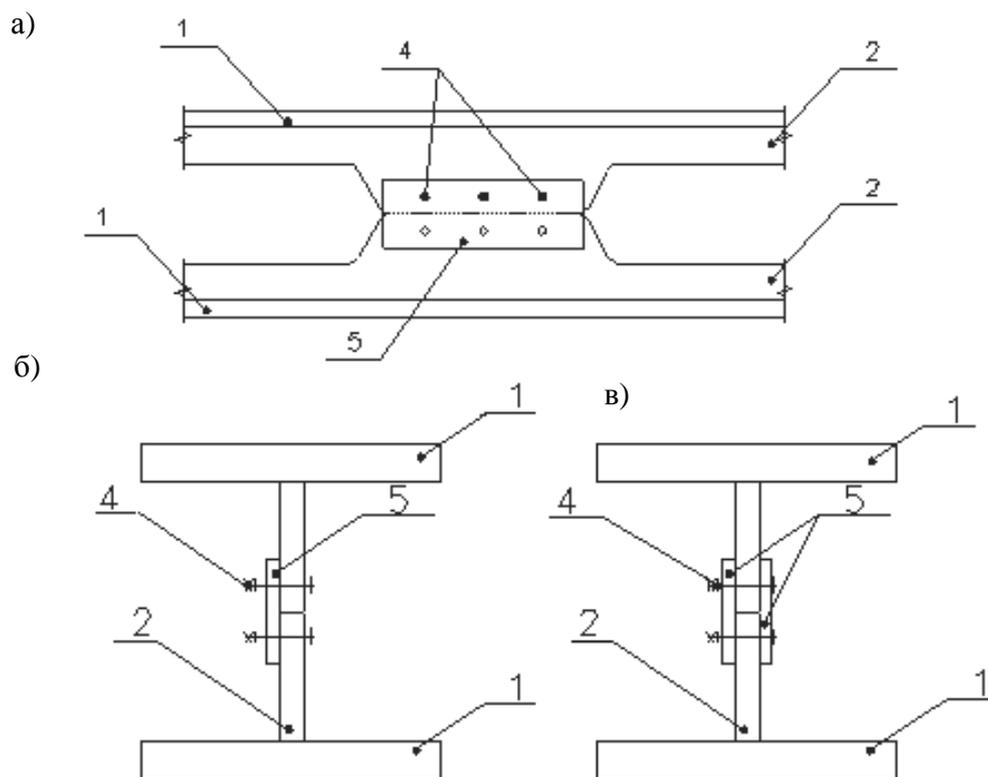
а – вид спереди; б – вид сбоку

Рисунок 6.4 – Металлоконструкция при соединении НЭМ внахлест

При этом для сборки могут дополнительно использоваться как односторонние, так и двусторонние накладки 5 (см. рисунок 6.5).

НЭМ могут иметь различное конструктивное исполнение, например, как показано на рисунке 6.6.

Возможны и другие конструктивные решения с применением НЭМ (рисунок 6.7), в том числе и с использованием стержневых элементов – раскосов б.



а – вид спереди; б – вид сбоку при соединении НЭМ встык односторонними накладками;
в – вид сбоку при соединении НЭМ встык двусторонними накладками

Рисунок 6.5 – Металлоконструкция при соединении НЭМ встык с применением накладок

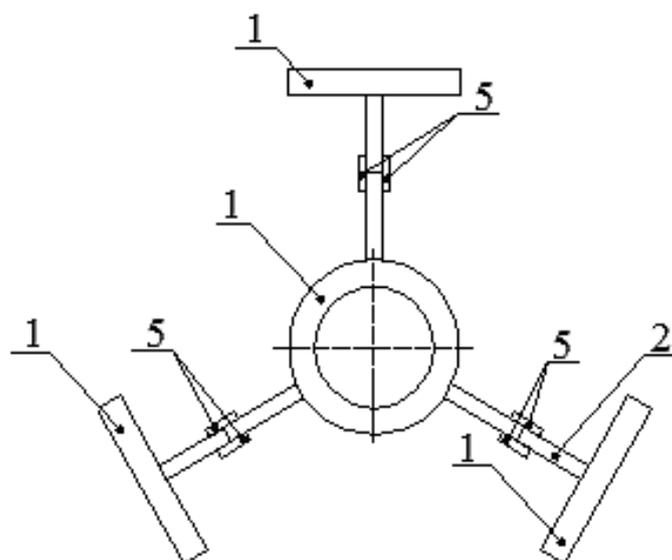
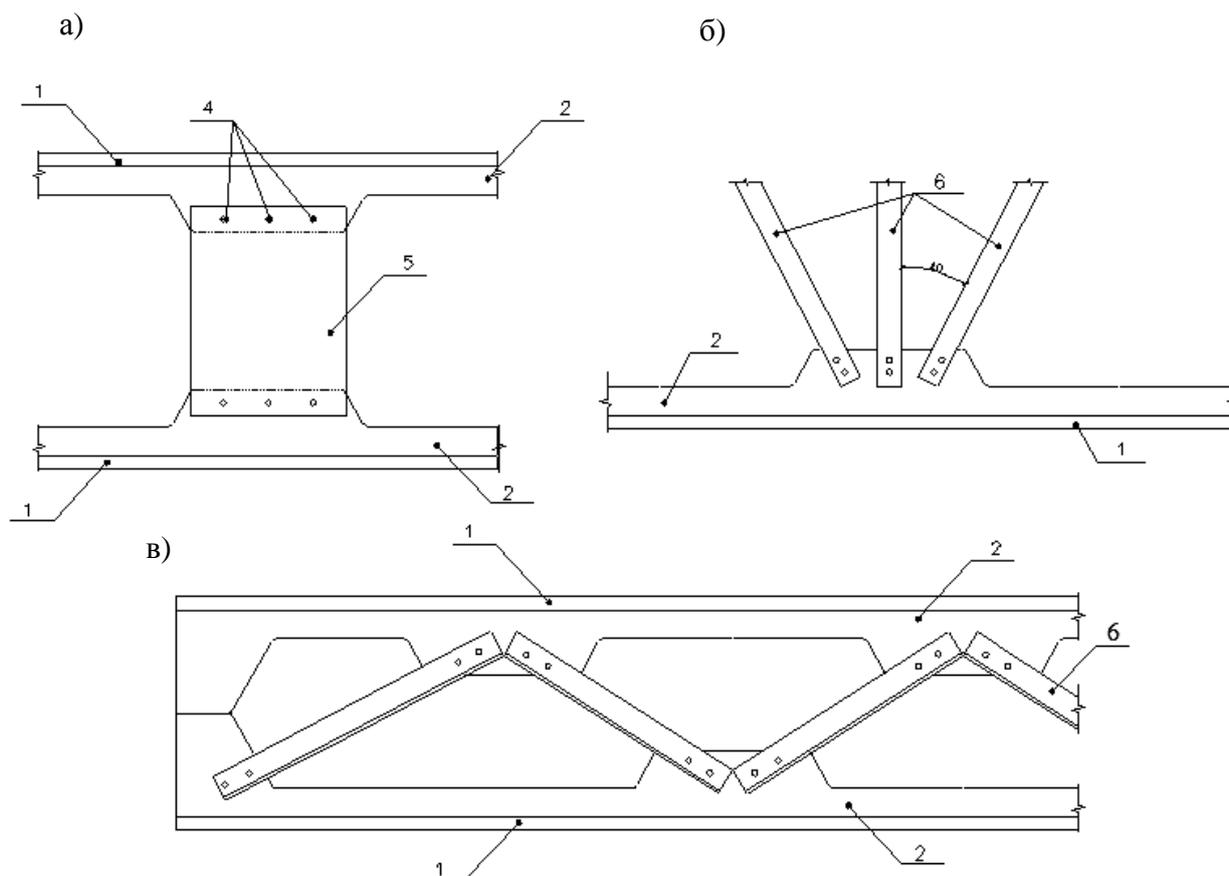


Рисунок 6.6 – Металлоконструкция, включающая НЭМ с несущими элементами различной конфигурации и три стенки, соединенные встык с применением двусторонних накладок



а – с применением накладок; б – с применением трех раскосов б в некраевых местах соединения; в – с применением двух раскосов б в некраевых местах соединения

Рисунок 6.7 – Конструктивные решения при соединении НЭМ, которые располагаются по высоте на некотором расстоянии друг относительно друга

6.3 Порядок изготовления составных двутавров на основе НЭМ

Составной двутавр на основе базового НЭМ показан на рисунке 6.8, на котором обозначены:

- размеры листовых заготовок двутавров (h – высота, b – ширина полки, t – толщина стенки и полки, $h_{ст}$ – высота стенки, $h_{перф.}$ – высота перфорированного двутавра);
- размеры окна ($h_{ок}$ – высота окна, $a_{ок}$ – ширина окна, $w_{ок}$ – расстояние между окнами).

Применен следующий порядок изготовления (технология разработана совместно с холдингом «Группа компаний Протос»):

- листовая заготовка разрезается (распускается) по ломаной линии, геометрические параметры которой должны соответствовать определенным проектом форме и размерам окон в стенке НЭМ (см. рисунок 6.8, а). Получают две заготовки для стенки тавра (см. рисунок 6.8, б). Геометрия

выреза представляет собой, например, равнобедренную трапецию с закругленными углами для уменьшения влияния концентраторов напряжений;

– стенку посредством сварки соединяют с заготовкой полки. В результате получают тавр, то есть базовый НЭМ (см. рисунок 6.2);

– для получения перфорированного двутавра (см. рисунок 6.8, в; сечение 1–1) изготавливают два базовых НЭМ, соединяют тавры со смещением их друг относительно друга с применением сварки либо соединяют накладками на фрикционных болтах повышенной прочности. На рисунке 6.8, г показаны сечения двутавра.

Из базовых НЭМ, имеющих тавровое сечение, возможно изготовление различных конструкций, основу которых составляют балки и стойки (колонны).

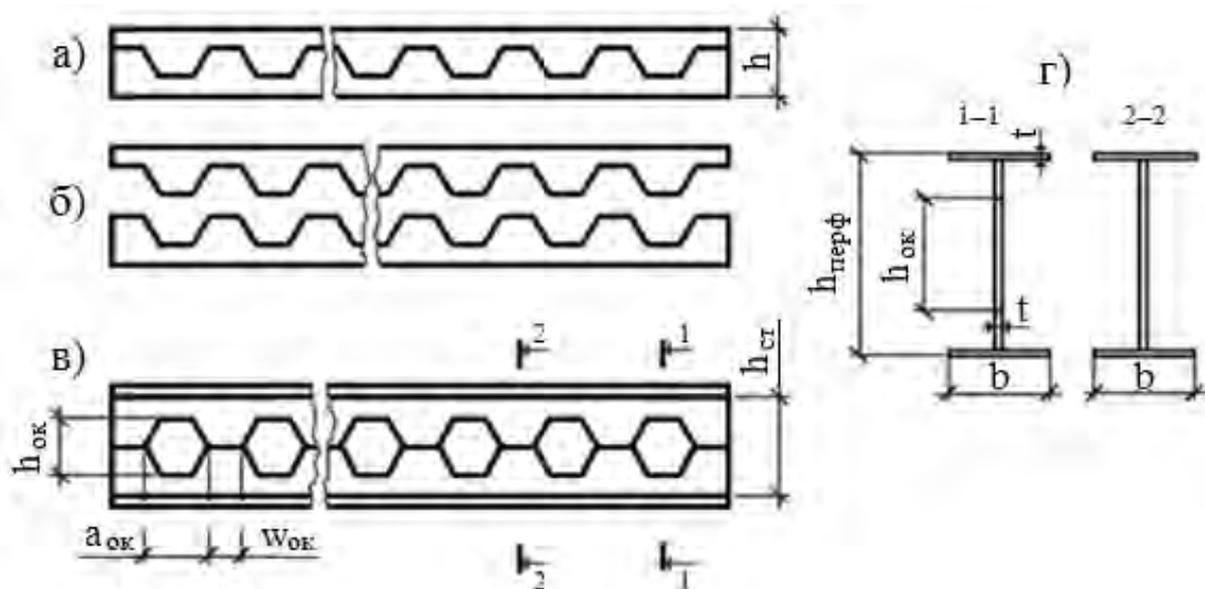


Рисунок 6.8 – Порядок изготовления перфорированной двутавровой балки на основе базового НЭМ

7 Конструктивно-технологические решения проектирования и изготовления несущих элементов балочных металлоконструкций

7.1 Расчетные методики

Рассматривались следующие методики:

- инженерные методики расчета балок и стоек со сплошной стенкой по первому и второму предельным состояниям, рекомендуемые СНиП [53, 54];

- расчет стоек по методике Е. Ю. Фоменко [60]: перфорированная стенка заменялась сплошной путем приведения толщины стенки, рассчитываемой из равенства моментов инерции стенок;

- расчет балок с перфорированной стенкой по методике Казанского государственного архитектурно-строительного университета [61];

- расчеты на базе платформы ANSYS (программный пакет ANSYS® Workbench). При создании моделей двутавров и стоек для определения распределений силовых и деформационных полей использовались следующие типы конечных элементов [65]: SOLID 186 – трехмерный элемент объемного НДС с двадцатью узлами; CONTA 174 – трехмерный контактный элемент типа «поверхность с поверхностью» с восемью узлами; TARGE 170 – трехмерный ответный элемент, имеющий в своих узлах механические степени свободы.

7.2 Методики экспериментальных исследований

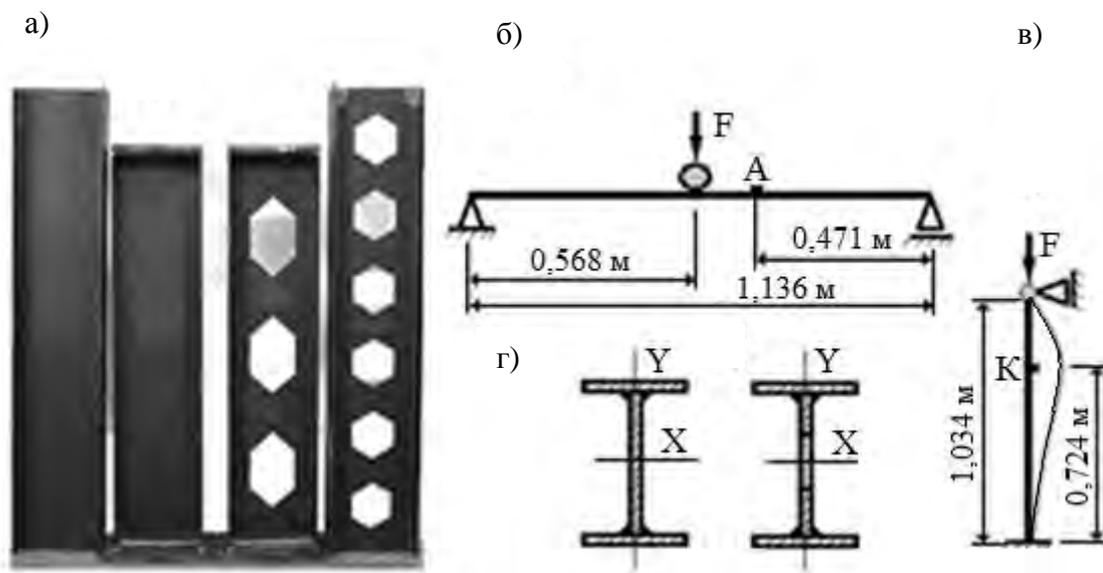
Надежность результатов расчетов оценивалась сравнением их с данными измерений напряжений и деформаций с последующим определением погрешностей между ними. Были использованы образцы в виде сварных двутавров одинаковой высоты. Двутавры изготавливались по технологии холдинга «Группа компаний Протос» (рисунок 7.1, а).

На рисунке 7.1, б изображено сечение А (0,471 м), в котором определялись нормальные напряжения, а на рисунке 7.1, в – сечение К, в котором измерялся прогиб стойки (0,724 м).

На рисунке 7.2 для примера показан общий вид образца с перфорированной стенкой перед испытанием. Опоры, на которые устанавливались балки, располагали на расстоянии 50 мм от торцов образца. Испытуемые образцы нагружались сосредоточенной силой с шагом 10 кН, приложенной посередине пролета.

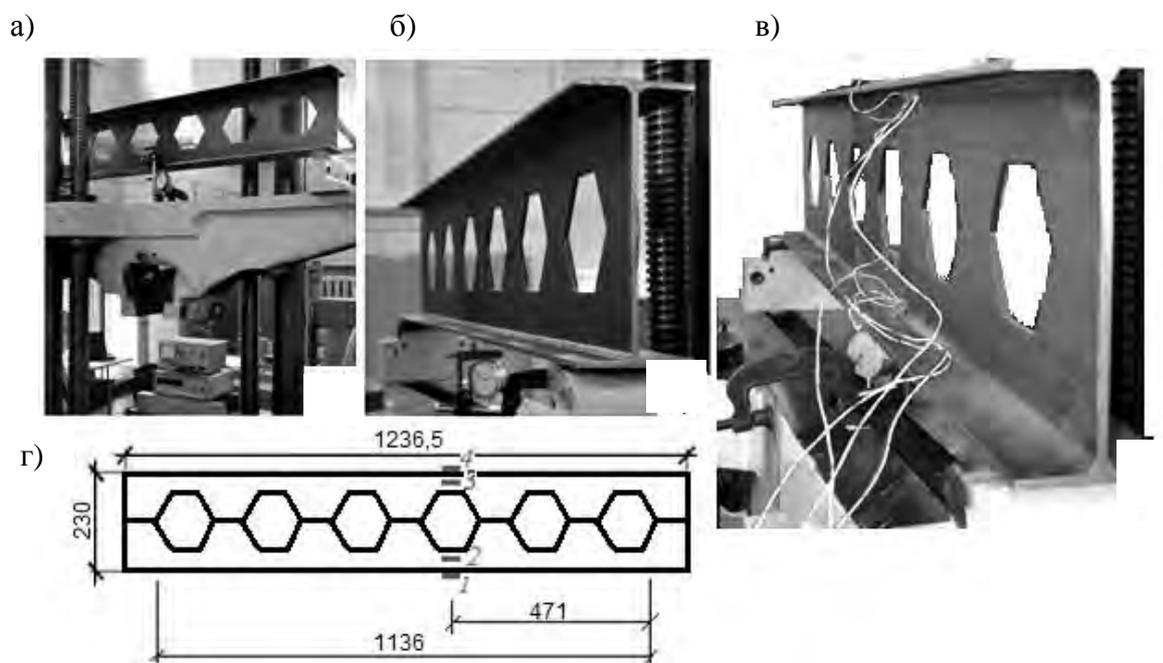
Прогибы измерялись индикатором часового типа ИЧ-5 с ценой деления шкалы 0,01 мм. Напряжения измеряли посредством проволочных

тензорезисторов марки 2ФКПА-10-100-Б по ГОСТ 21616-76 с сопротивлением 105,34–105,66 Ом. Их устанавливали в соответствии со схемой (рисунок 7.2, г).



а – сварные двутавры; б, в – схемы испытаний бруса; г – двутавры со сплошной и перфорированной стенкой

Рисунок 7.1 – Экспериментальные образцы



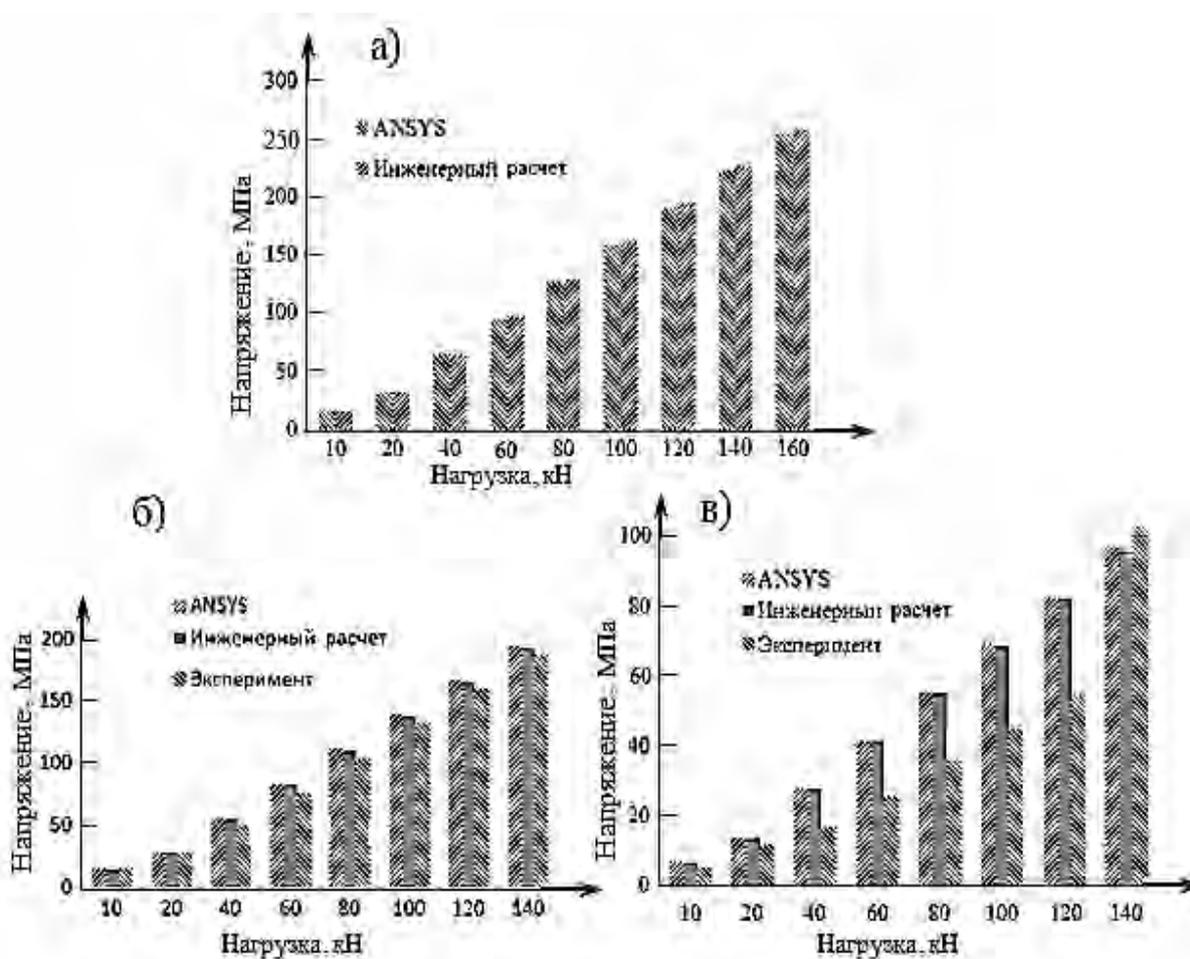
а – вид спереди; б – вид сбоку; в – вид со стороны тензорезисторов; г – схема установки тензорезисторов 1–4

Рисунок 7.2 – Общий вид перфорированной балки перед испытанием на изгиб

7.3 Напряжения и деформации несущих элементов двутаврового сечения

7.3.1 *Исследование изгиба.* Результаты исследований изложены в [66–68]. В соответствии с расчетом несущей способности образцов по первому предельному состоянию при изгибе максимальная расчетная нагрузка составляет: для двутавра со сплошной стенкой – 167,3 кН, с перфорированной – 162,3 кН.

На рисунке 7.3 приведены результаты расчета нормальных напряжений, выполненные в ANSYS и по инженерной методике, а также данные эксперимента (тензометрирование) для балки с перфорированной стенкой. Напряжения определялись их средними значениями. Погрешность результатов расчетов практически отсутствует.



а – максимальные напряжения в сплошной стенке (в середине пролета балки); б, в – нормальные напряжения в перфорированной стенке (слои поперечного сечения балки, ослабленного перфорацией, см. рисунок 7.2, г): точки 1 и 4 (б) и точки 2 и 3 (в)

Рисунок 7.3 – Нормальные напряжения в зависимости от нагрузки

Погрешность измерения напряжений на полках (точки 1 и 4) составляет: с инженерным расчетом – 5,3 %, с расчетом в ANSYS – 5,7 %. В перфорированной стенке (точки 2 и 3) погрешность выше – соответственно 31,9 и 32,4 %.

Достаточно высокая сходимость расчетов по применяемым методикам и результатов экспериментов позволяет использовать МКЭ на базе комплекса ANSYS для анализа напряженно-деформированного состояния конструкций без проведения дополнительных экспериментальных исследований.

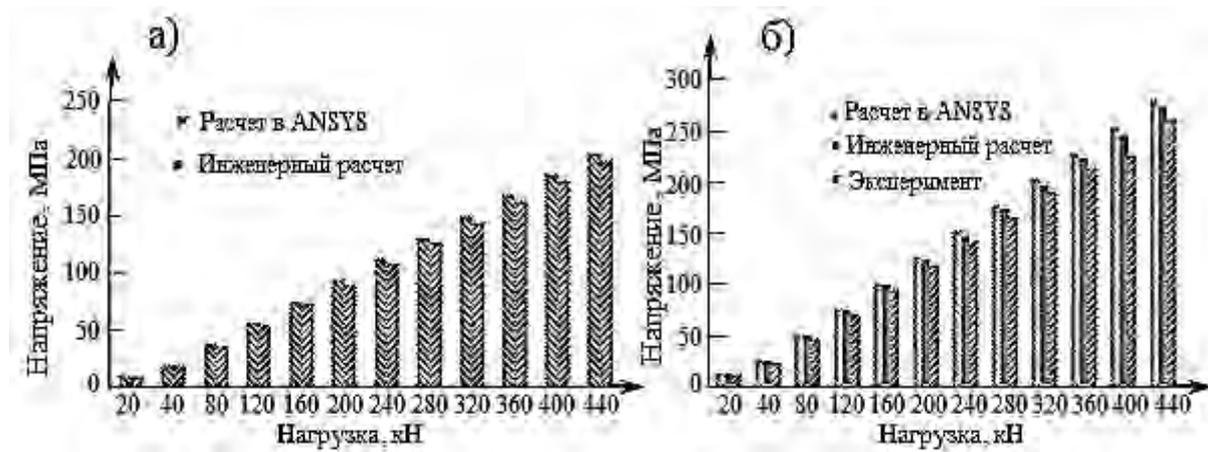
7.3.2 Исследование устойчивости стержня. Исследовались стойки высотой 1,075 м со сплошной и перфорированной стенками. Схема испытания представлена на рисунке 7.1, в.

В сечении стойки, ослабленном перфорацией, инженерный расчет дает критическую силу 466,01 кН, в ANSYS – 460,82 кН. Критическая сила по результатам эксперимента составляет 440 кН.

Измерение нормальных напряжений проводилось в сечении перфорированной стенки. Тензорезисторы располагались симметрично по обе стороны окна на высоте 0,537 м.

На рисунке 7.4 представлены диаграммы распределения нормальных напряжений вдоль оси стоек со сплошной и перфорированной стенками.

Погрешность расчета в ANSYS и результатов эксперимента составляет 4,73 %, инженерного расчета по приведенной толщине и результатов эксперимента – 24,5 %, инженерного расчета в сечении, ослабленном перфорацией, и результатов эксперимента – 5,9 %.



а – стойка со сплошной стенкой; б – стойка с перфорированной стенкой

Рисунок 7.4 – Распределение нормальных напряжений вдоль оси стойки в зависимости от нагрузки стойка со сплошной (а) и с перфорированной (б) стенками

7.4 Сравнение несущей способности двутавров одинаковой металлоемкости

Несущая способность оценивалась по первому (по максимальным нормальным напряжениям) и второму (по максимальным прогибам) предельным состояниям. Металлоемкость двутавровой балки при изгибе при одинаковых толщинах применяемого листового проката и ширины полков определяется высотой стенки двутавра.

Для сравнения несущей способности рассмотрен двутавр высотой 200 мм. При толщине листового проката 4 мм и ширине полков 100 мм высота сплошной стенки составляет 192 мм.

Составной двутавр с перфорированной стенкой из базовых сварных тавров (по технологии НЭМ) получен путем роспуска листа высотой 192 мм с последующей сваркой стенок с полками.

Два тавра собираются со сдвигом по выступам, затем выполняется их сварка. Высота полученного двутавра составляет 264 мм при высоте стенки 256 мм. Таким образом, высота двутавра увеличилась в 1,33 раза. Металлоемкость же не изменилась.

Расчетами в среде ANSYS определены максимальные нормальные напряжения (рисунок 7.5, а) и прогибы (рисунок 7.5, б) в середине пролета двутавров со сплошной стенкой и в составных двутаврах с перфорированной стенкой.

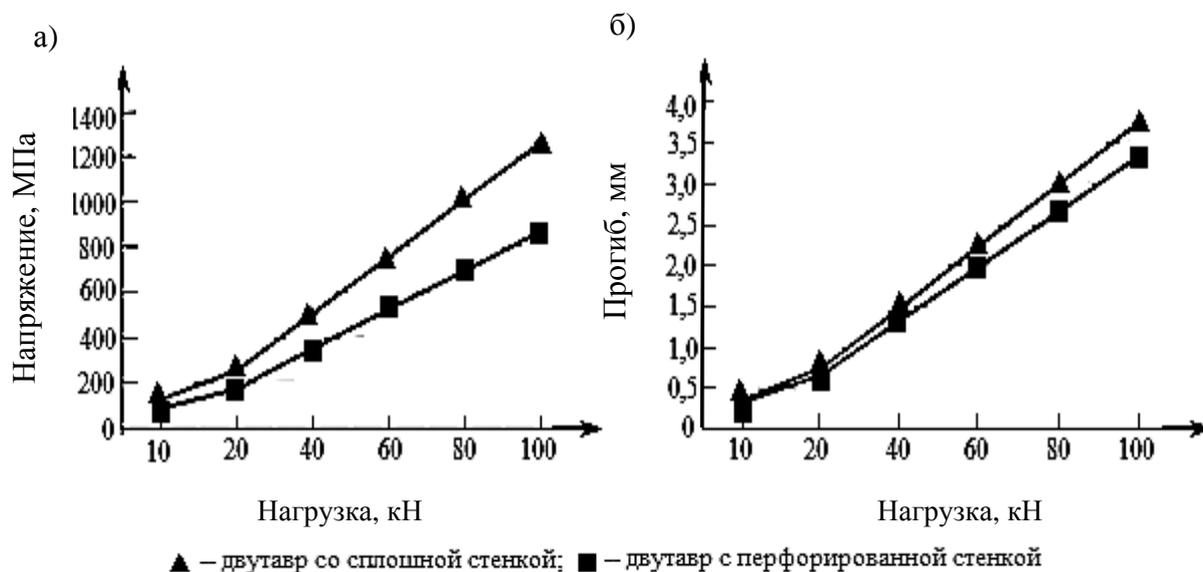


Рисунок 7.5 – Максимальные нормальные напряжения и прогибы в середине пролета в двутаврах одинаковой металлоемкости со сплошной и перфорированной стенками

Перфорированная конструкция на основе НЭМ (сварных тавров) выигрывает не только по прогибам (разница в пользу перфорированной стенки составляет 12,29 %), но и в значительной степени по максимальным нормальным напряжениям в полке (снижение на 44,75 % также в пользу перфорированной стенки).

Экономия металла двутавра с перфорированной стенкой, в сравнении с двутавром со сплошной стенкой (при их одинаковой высоте), в зависимости от принимаемых геометрических параметров роспуска стенки составит от 10 до 25 %.

Доказана достаточно высокая сходимость расчетов по различным методикам с данными расчета в среде ANSYS, что позволяет использовать МКЭ на базе комплекса ANSYS для анализа напряженно-деформированного состояния конструкций без проведения дополнительных экспериментальных исследований.

Предлагаемые конструктивно-технологические решения дают возможность снизить металлоемкость балок как минимум на 25 % (при одинаковой высоте стенки стандартного двутаврового сечения и полученного по предлагаемой технологии), а металлоемкость колонн – на 15–25 % (в сравнении с расходом металла на колонны из прокатных двутавров).

8 Перспективные направления внедрения инновационных решений конструктивных форм несущих элементов строительных конструкций

8.1 Перспективы применения КНЭСК в различных отраслях

Гибкая и совершенная по технологии изготовления и монтажа композиция (КНЭСК), добившись за почти 20 лет эффективного внедрения в мостостроение Республики Беларусь, может получить обширное поле применения (рисунок 8.1) в области создания ответственных высоконадежных и долго эксплуатируемых инженерных сооружений XXI в. Она окажется востребованной также в России и далеко за ее пределами.



Рисунок 8.1 – Конструктивные формы возможного применения КНЭСК

Каждая из показанных на рисунке 8.1 конструктивных форм может быть применена при проектировании и изготовлении различных объектов.

Плоская форма – балки, плиты, эстакады, перемычки, перекрытия, длинномерные несущие элементы, несущие элементы мостовых сооружений, дорожные покрытия, стенки хранилищ.

Криволинейная форма – арки, кровли, тоннели, покрытия, туннели, своды и купола, стенки резервуаров, инженерные барьеры, фортификационные защитные сооружения, корпуса плавающих средств.

Замкнутая форма – трубы, балки, опоры, стойки, мачты, колодцы, колонны, резервуары, водонапорные башни.

Оболочечная форма – емкости, памятники, волноломы, станины станков, объекты архитектуры и искусства.

В будущих инженерных сооружениях для различных отраслей техники (объектов XXI в.) возможен эффективный синтез нескольких конструктивных идей несущих элементов:

- КНЭСК и его новейшие стыковые решения по контуру монтажных блоков;
- железобетонные и сталежелезобетонные тубинги и сотовые структуры с новыми монтажными соединениями для надземных (в том числе сверхвысоких), подземных, надводных и подводных (на глубинах до 450–500 м) объектов;
- новая структура и технология изготовления монтажных элементов несущих строительных металлических конструкций;
- новые мосты и пространственные перекрытия зданий и даже территорий больших и сверхбольших пролётов (до 2000–4000 м);
- новые резервуары, прежде всего тороидальные, объёмом 50–100 тыс. м³;
- новые сверхвысотные (до 2000 м) и сверхглубокие (до 1000 м) специальные инженерные сооружения, в том числе с вышеуказанными новыми несущими элементами.

8.2 Перспективы создания инженерных барьеров для обеспечения безопасности подземных атомных электростанций (АЭС)

Одна из важнейших проблем, которую необходимо решать при строительстве подземных АЭС, – создание комплекса высоконадежных инженерных барьеров для обеспечения безопасности АЭС. Это в полной мере относится и к хранилищам радиоактивных отходов (РАО): высокоактивных отходов (ВАО) и отработавшего ядерного топлива (ОЯТ). Проблема актуальна и для Беларуси в связи с перспективами развития атомной энергетики в республике.

Требуется также обеспечение достаточного уровня безопасности таких предприятий вследствие аварий. Необходимо учитывать и возможность военного или террористического нападения, что может нанести не только большой материальный ущерб, но и приведет к экологической катастрофе.

В Российской Федерации реализуются экологические программы, которые разрабатываются в соответствии с Федеральным законом «Об охране окружающей среды» от 10.01.2002 г. № 7-ФЗ. Участие России

в создании Международной системы коллективной экологической безопасности требует изменения подхода, в том числе и к техническим решениям инженерных сооружений. Новый подход предусматривает применение международных стандартов по системам мероприятий по охране и рациональному использованию окружающей среды – ISO 14001:2004 и ISO 14004:2004.

Перспективным для Республики Беларусь является размещение АЭС и хранилищ РАО, в том числе ВАО и ОЯТ, под землей, внедрение их в массив горных пород (в стволы), в частности в купола месторождений калийной соли [69].

«Сухопородные» месторождения калийной соли имеют неоспоримые преимущества перед массивами кристаллических скальных пород типа гранитов или гранитогнейсов. Любые породы содержат воду, но в соляных куполах не обнаруживались поры, соединенные между собой и заполненные водой, способные образовать пути для переноса растворенных долгоживущих радионуклидов, что нельзя сказать о массивах вышеуказанных кристаллических пород.

Ведущими учеными России в содружестве с Белорусско-Российским университетом предложены новые концепции разработки технических решений инженерных барьеров для атомной промышленности и энергетики. В частности:

- должны быть предельно минимизированы расстояния транспортировки опасных продуктов от мест появления до мест захоронения. Для новых объектов, в первую очередь для новых атомных станций, хранилища должны создаваться непосредственно на территории предприятий с опасными производствами (в исключительных случаях – на кратчайших расстояниях от них). Исполнение, в соответствии с рекомендациями МАГАТЭ, только подземное в подходящих геотомациях на глубинах от 300 м и ниже [70];

- в местах создания долговременных хранилищ РАО и новых производств «в подземном исполнении» обязательно должно соблюдаться требование не превышения природного уровня радиации на протяжении всего срока функционирования хранилища. Этому критерию в полной мере отвечает общепринятый подход к изоляции РАО, основанный на принципе «матрёшки»: РАО помещаются в матрицу, которая располагается во внутреннем пространстве объемного инженерного барьера, внедренного, в свою очередь, в массив горных пород [71].

Предлагается создание в галогенных геотомациях специальных подземных сооружений в виде вертикальных стволов диаметром 10–14 м, проходимых на глубину до 1,0–1,2 км. В уширенных (до диаметра 24–30 м) отсеках стволов на глубинах более 300 м могут быть смонтированы атом-

ные реакторы. Получаем системы инженерных барьеров, образующих вместе с соляным геомассивом устойчивый и долговечный мультибарьер.

Важную роль играет отработка технологии формирования первичного инженерного барьера, его радиационного, температурного и физико-механического режимов работы при хранении в различных средах в течение десятков и сотен тысяч лет.

Создание подземных мультибарьеров для объектов атомной энергетики позволит надежно сохранять ВАО и ОЯТ без их проникновения в биосферу. При этом выбранная при проходке соляного купола порода – это ценнейшее сырье, обогащаемое для производства калийных удобрений.

Все конструктивные формы вновь создаваемых сооружений должны в максимальной степени генерироваться как системы сверхвысокого поглощения энергии динамического возбуждения от надземных и подземных внешних и внутренних источников.

Этим требованиям в значительной степени соответствуют сталежелезобетонные оболочки внутри пространства ствола, создаваемые в зонах реакторов и хранилищ с применением композитного несущего элемента строительных конструкций – КНЭСК.

Авторами вышеприведенной концепции предложены конструкции сталежелезобетонных оболочек на базе КНЭСК, размещаемых внутри пространства ствола, создаваемого в зонах реакторов и хранилищ [72–76].

При этом обеспечивается полная герметизация пространства, окружаемого со всех сторон оболочками из КНЭСК. Такие оболочки могут быть с зазором вложены друг в друга, создавая высокопрочный барьер любой необходимой степени долговременной защиты от радиации.

Барьер в виде оболочки КНЭСК создает благоприятные условия для термодинамического рассеивания одностороннего локального теплового поля.

Использование КНЭСК также облегчает сооружение быстровозводимых антирадиационных и защитных укрытий, обеспечивающих защиту персонала, занятого монтажом, от опасного радиационного воздействия и минимально возможную протяженность сварных швов и объем монтажных операций.

За счет оптимального подбора составов и толщин специальных бетонов по обеим сторонам металлической части барьера имеется возможность добиться максимальной эффективности применения КНЭСК.

Металлическая часть КНЭСК изготавливается из блоков максимальной заводской готовности.

В бетонной части КНЭСК при бетонировании могут быть образованы специальные полости и каналы для размещения датчиков и оптоволоконных кабелей для передачи информации.

В создаваемых инженерных барьерах, наряду с известными конструкционными материалами, возможно также применение наноматериалов.

Осуществление рассмотренных концептуальных положений целесообразно в рамках специальной инновационной государственной программы.

8.3 Сооружения надземных вакуумных транспортных систем закрытого типа

В настоящее время зарубежная и отечественная строительная наука в области транспорта привлечена к поиску надземных вакуумных сверхскоростных транспортных систем как в части подвижного состава, так и в отношении инфраструктуры для ее безопасной, эффективной и длительной эксплуатации (МГУПС МИИТ).

Опоры эстакад, также выполняемые из сборного железобетона, для рассматриваемых систем при пролётах до 50 м могут быть использованы для независимого от вакуумных оболочек пропуска над ними шлюзовых крановых поездов со скоростями до 60 км/ч. Такие поезда предназначены для перевозки очень тяжелых и громоздких грузов, например, с крупноблочными металлоконструкциями или с элементами перекрытий и оборудования строящихся промышленных и гражданских зданий. Подвижной состав – это переоборудованные шлюзовые краны, в первую очередь выполнявшие монтаж опор и пролётных строений возводимой вакуумной эстакады.

Концептуальные положения разработок в области создания высокоскоростных надземных вакуумных транспортных систем с оценками свойств, по-видимому, целесообразными для условий России, представлены в таблице 8.1. В этом направлении активно работают также специалисты Санкт-Петербургского университета путей сообщения.

Таблица 8.1 – Технические системы, разработка которых целесообразна в Российской Федерации

Наименование компоненты разрабатываемой технической системы	Краткая оценка свойств компонент технической системы
1	2
Намечаемые максимальные скорости подвижного состава	До 1000–1500 км/ч
Протяженность участка между погрузо-разгрузочными шлюзами	От 100 до 500 км

Окончание таблицы 8.1

1	2
Протяженность участков между технологическими шлюзами	От ~ 30 до 100 км
Разреженность воздуха в вакуумной оболочке	~ 1–5 % от среднего уровня атмосферного давления на земной поверхности
Система подвески подвижного состава к вакуумной оболочке	Комбинированная система электромагнитной и механической подвесок или совокупность механической и воздушной подвесок
Привод	Пневматический (воздушный) или магнитолевитационный, а в перспективе, возможно, и другие (инновационные) технологии
Важнейшие несущие конструкции	Двухпутные или однопутные эстакады с пролетными строениями до 55 м из наружных и внутренних замкнутых оболочек из сборного сталежелезобетона [52]
Энергообеспечение транспортной системы	В первую очередь подземные АЭС в вертикальных стволах мощностью порядка 10 МВт и более [75, 76]

В качестве примера рассмотрим принципиальные конструктивные решения сталежелезобетонных оболочечных структур для опускных транспортных тоннелей. Эта разработка выполнена аспирантами кафедр «Мосты» и «Системы автоматизированного проектирования» МГУПС МИИТ в 2007–2011 гг.

8.3.1 Особенности новой конструктивной формы секции тоннеля.

Понятие «конструктивная форма» определяется как «множество конструкций с однородным по материалам набором и одинаковой геометрической структурой несущих элементов и связей с внешней средой».

Широко известна конструктивная форма тоннельной обделки в виде цилиндрических оболочек из сборных металлических или железобетонных блоков – тубингов, применяемая в качестве обделок подземных транспортных тоннелей, подземных станционных и наклонных эскалаторных залов метрополитенов и помещений других подземных сооружений. Для новой конструктивной формы однопутного опускного тоннеля, исследуемой в [77], рассмотрена модифицированная концепция сборности сталежелезобетонных и железобетонных оболочек, основанная на применении стальных трубчатых замыкающих элементов.

Тоннель представляет собой две вложенные друг в друга с зазором сборные цилиндрические (в первую очередь круговые) сталежелезобетонные или железобетонные оболочки, опущенные непосредственно на выровненное дно или, возможно, на части диаметра по высоте – в траншею. На криволинейных участках пути в плане и профиле из подобных сборных

элементов формируются тороидальные оболочки тоннеля. Создание многопутных систем опускных тоннелей – возможная, но, в принципе, более отдалённая задача. Во всяком случае, при прокладке «вторых путей» оба тоннеля могут быть механически связаны опускаемой сверху пригружающей железобетонной скобой-обоймой.

Поперечное сечение такой оболочечной конструкции при внешнем диаметре наружной оболочки 14 м и внутреннем диаметре внутренней оболочки 8,8 м, составленное из 16 секторов, представлено на рисунке 8.2.

При этом наружный диаметр наружной оболочки может находиться в области 10–15 м при толщине 350–550 мм, а внутренний диаметр вложенной оболочки – 5–10 м при толщине 300–450 мм. Оболочки объединены между собой продольными железобетонными ребрами и поперечными кольцевыми диафрагмами толщиной 150–300 мм (возможно, парными). Количество секторов, составляющих поперечное сечение, также может варьироваться.

Для конструкции выбрано круглое поперечное сечение. Это в первую очередь обусловлено тем, что нагрузки от давления воды и от реакций слабого грунтового основания дна воспринимаются тоннельными обделками прямоугольного сечения при более высоких уровнях относительных деформаций и концентрации напряжений в бетоне. Также благодаря симметрии для обделок круглого поперечного сечения можно подобрать меньшее количество типовых элементов для заводского изготовления и сборки.

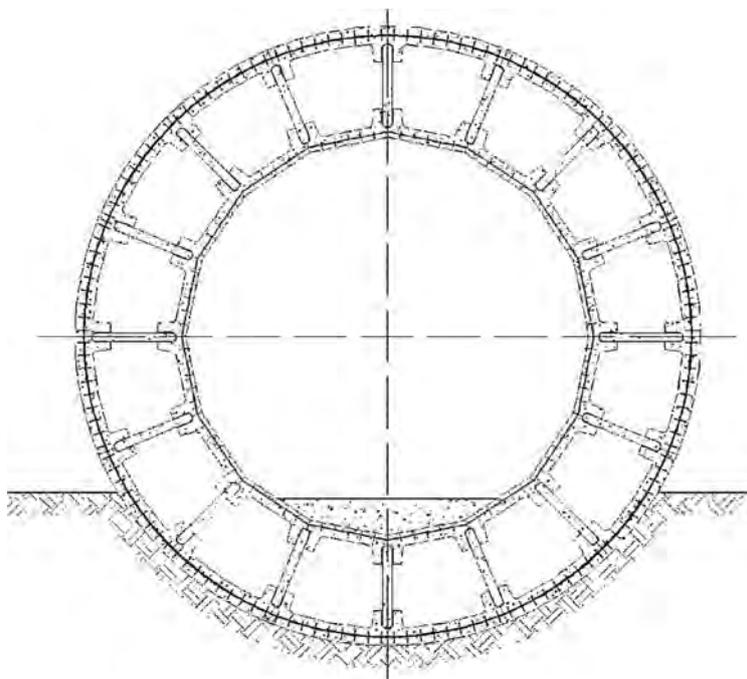


Рисунок 8.2 – Общий вид поперечного сечения секции однопутного тоннеля

Оболочки, объединенные ребрами и диафрагмами, образуют жесткую макросотовую структуру. Такой подход позволит успешно решить задачи транспортировки, строительства и эксплуатации тоннеля:

- придаёт конструкции высокую степень жесткости и распределительной способности, делая конструкцию надежной и уменьшая воздействия негативных свойств слабых грунтов дна;
- создаёт двухуровневую структуру, повышающую живучесть сооружения при восприятии внешних ударных гидродинамических и механических контактных воздействий;
- создаёт благоприятные условия для высокопроизводительной, безопасной и долговечной стыковки секций при возведении тоннеля;
- позволяет делать тороидальные сборные вставки на криволинейных в плане и профиле участках подводной трассы;
- даёт возможность эффективно управлять плавучестью секций при транспортировке и погружении;
- позволяет использовать пространство между оболочками для прокладки различных коммуникаций;
- позволяет рационально решать сложные конструктивные задачи устройства отсеков, примыканий, шлюзов, люков, пригрузов и других устройств опускных тоннелей.

Все главные элементы конструкции – оболочки, ребра и диафрагмы – состоят из сборных элементов (сталежелезобетонных и железобетонных тюбингов и плит), которые объединяются сваркой с помощью специальных замков. Ребра и диафрагмы представляют собой железобетонные плиты переменной или постоянной толщины с двойным армированием, в основе которых лежит простой арматурный каркас.

8.3.2 Конструкции оболочек тюбингов и их стыкование. Сталежелезобетонные тюбинги выполняются на базе несущего элемента типа КНЭСК согласно патентам [3–5]. Разработка произведена на кафедре «Мосты» МГУПС МИИТ [77]. Монтажный блок, или тюбинг, для сборки внешней ограждающей и одновременно несущей стенок прямолинейного участка тоннеля представляет собой фрагмент сталежелезобетонной цилиндрической оболочки заводского изготовления. Он выполнен с постоянными радиусами (наружным и внутренним), прямоугольный в плане, окаймлен по всему контуру ребрами жесткости, выступающими внутрь тоннеля – в направлении оси продольной кривизны тоннельной обделки.

Тюбинг для сборки внутренней ограждающей и одновременно несущей стенок прямолинейного участка тоннеля представляет собой прямоугольный в плане фрагмент сталежелезобетонной плиты.

Внутренние тубинги, как и наружные, могут иметь неплоские поверхности, но при этом их изготовление окажется более сложным, в чем нет крайней необходимости, поскольку они непосредственно не воспринимают гидростатическое давление.

Для криволинейных в плане или в продольном профиле участков тоннеля (но не одновременно) вышеописанные тубинги изготавливаются в форме трапеции в проекции на горизонтальную плоскость.

Отличие от обычных железобетонных тубингов, применяемых при щитовой проходке, состоит в конструктивной основе и способе стыкования. Конструктивной основой выступают композитный несущий элемент строительных конструкций (КНЭСК), который подробнее будет рассмотрен в п. 8.3.3, а не простой арматурный каркас. Особенностью стыкования тубингов является то, что все соединения сварные, а не болтовые.

При стыковании тубингов торцы стальных листов свариваются и, таким образом, после сборки внешняя оболочка тоннеля имеет в основе цельную стальную цилиндрическую обойму, обеспечивающую полную надежную герметичность секции и при этом защищенную слоем бетона от коррозии. При сборке, помимо сварки стальных листов, тубинги также объединяются с помощью специальных стыков, необходимых для объединения оболочек и ребер конструкции. По внутренней стороне тубинга по периметру располагаются отверстия диаметром 150–300 мм в виде металлических труб, объединенных с арматурным каркасом. Такие же трубы встроены и в каркасы ребер и диафрагм. При сборке элементы конструкции стягиваются, в совмещенные отверстия вставляется труба меньшего диаметра и закрепляется по периметру сваркой.

Отверстия стыков могут быть расположены так, что тубинги будут стыковаться в плане на прямоугольной «сетке» стыкуемых контактных плоских поверхностей или в шахматном порядке, что может быть более целесообразным по соображениям обеспечения максимальной несущей способности.

Для надземного вакуумного транспорта описанные оболочки формируются значительно проще и дешевле. Достаточно получать в результате сборки лишь восьмигранники толщиной не более 25 см при внутреннем сечении для транспорта порядка 4–5 м.

8.3.3 КНЭСК как основа тубинга тоннельной оболочки. В основу конструктивного решения сталежелезобетонных оболочек положен композитный несущий элемент строительных конструкций (КНЭСК) в «двустороннем исполнении» согласно патенту [4]. КНЭСК разработан на базе изучения предшествующего многолетнего опыта развития конструктивных

форм сталежелезобетонных строительных конструкций для промышленного, гражданского и транспортного строительства (рисунок 8.3).

Речь идет о конструкциях, в которых сталь и заполнитель из бетона имеют одновременно механическое и адгезионное сцепление (в том числе, возможно, и через специальную гидроизоляцию металлических поверхностей) по всей обширной области взаимного контакта, а не только в зонах локальных упоров, неизбежно порождающих значительные концентраторы внутренних напряжений. Металлическая часть этой системы при заводском изготовлении монтажных блоков КНЭСК со специальными замыкающими закладными трубчатыми деталями исполняет функцию жесткой, несущей и неизменяемой опалубки.

При больших толщинах оболочек (порядка 0,5–0,6 м), которые могут понадобиться для погружения тоннеля на глубины, больше, чем 500 м, возможно даже более сложное в изготовлении и монтаже, соответственно, и более затратное конструктивное «раздвоение» металлических оболочечных элементов на менее толстые, допускающие поступление бетона в полость между ними при изготовлении. Такие решения выходят за рамки КНЭСК. Заполнители по обе стороны от листовой металлической компоненты при необходимости могут иметь принципиально различные химические составы. Наружные поверхности заполнителей могут быть покрыты специальными материалами, увеличивающими адгезию и (или) повышающими водонепроницаемость и коррозионную стойкость заполнителей, что избирательно улучшает качество КНЭСК как инженерных барьеров, в том числе и для подводного применения.

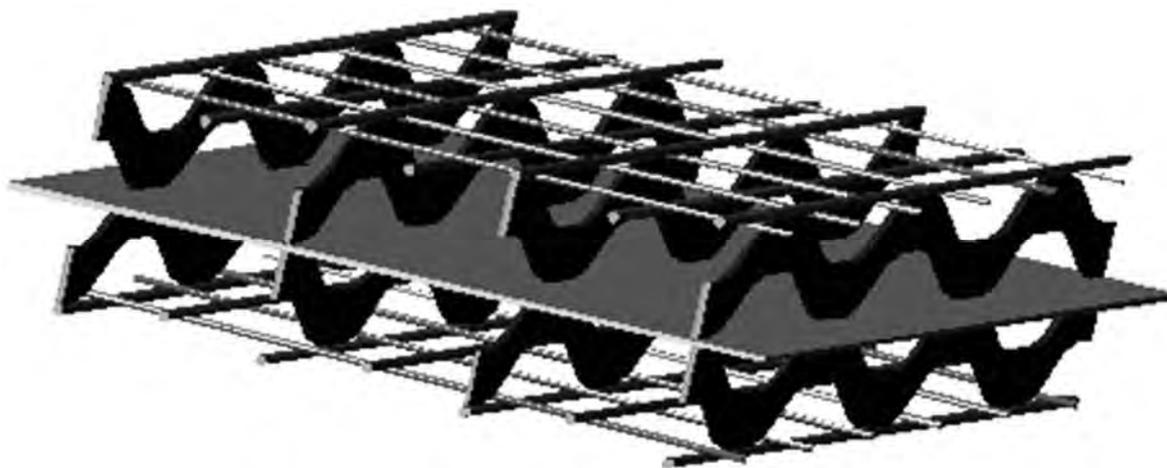


Рисунок 8.3 – Общий вид арматурного каркаса двустороннего КНЭСК

Из КНЭСК могут формироваться оболочки, в том числе ребристые, различной структуры, включая однослойные и двухслойные цилиндриче-

ские, конические, а также эллипсоидальные, тороидальные, гиперболоидальные – из фрагментов композитных оболочек с линейчатыми срединными поверхностями. Более сложные секции из КНЭСК могут иметь перемены продольной оси, благодаря чему формируется ломаное очертание подводного тоннеля в плане и в профиле. Секции из КНЭСК могут также иметь дополнительные переборки и продольные перегородки, разделяясь на изолированные каналы и отсеки.

8.4 Обеспечение безопасности регионов в зонах влияния переменности уровня Каспийского моря (Дагестан)

Далее обсуждаются предложения по обеспечению безопасности регионов с особыми условиями на основе использования несущих и ограждающих конструкций инженерных сооружений, подробно рассмотренные в [78].

Республика Дагестан, специфический по природно-географическим условиям регион Российской Федерации, в XXI в. может получить мощный базис и стимулы для эффективного социально-экономического развития, основываясь на осознании, принятии и реализации следующих положений, вытекающих из ряда новейших инновационных разработок отечественной строительной науки.

1 В зонах влияния переменности уровня Каспийского моря целесообразно создание нового класса специальных инженерных сооружений, которые должны иметь конструктивные формы, инвариантные по эксплуатационной пригодности к колебаниям уровня моря. Они должны обладать высоким уровнем надежности и достаточной живучестью при экстремальных параметрах волнения моря и ветровых воздействий. Следует учесть, что в этом регионе расчетная сейсмичность площадок строительства составляет 8–9 баллов по шкале MSK-64. Вместе с тем такие объекты должны иметь необходимые ресурсы сопротивления динамическим техногенным воздействиям различного происхождения.

Для этого предлагается рассмотреть и применить концепцию создания искусственных полуостровов и островов с непосредственным опиранием на частично выравниваемое морское дно, сложенное осадочными и даже скальными породами.

На таких сооружениях и надежно прикрываемых ими от колебаний уровня Каспия существующих «обитаемых» участках берега могут размещаться и устойчиво развиваться различные производственные и социально-культурные предприятия.

2 Основными несущими и одновременно ограждающими конструкциями таких инженерных сооружений должны стать:

– железобетонные и сталежелезобетонные сборные (или сборно-монолитные), в первую очередь – тороидальные, а также цилиндрические, слабokonические, другие замкнутые и незамкнутые, в том числе складчатые одно- и многосвязные, одно- и многослойные оболочки и плиты. Толщины таких конструкций, постоянные и переменные, составляют от 15 до 60 см, их ориентировочные характерные размеры в плане – от 6 до 100 м, высота – от 3 до 20 м. Перечисленные конструкции собираются из монтажных блоков заводского изготовления с помощью специальных стальных замыкающих деталей – замков – путем их приварки к закладным деталям монтажных элементов. Такие соединения обеспечивают относительную простоту и исключительно высокие темпы монтажа сборного железобетона при высоких показателях его прочности, сейсмостойкости и долговечности [52];

– структурированные системы вертикальных буровых и буринъекционных железобетонных свай, а также железобетонных и сталежелезобетонных свай-оболочек длиной до 75 м, диаметром от 1,5 до 2,5 м, в том числе в касательном исполнении, с номинальными технологическими зазорами от 50 до 150 мм;

– композитные сталежелезобетонные несущие элементы строительных конструкций (КНЭСК) (согласно патентам [3, 4]).

3 Важнейшие конструктивные формы, порождаемые синтезом перечисленных в п. 2 конструкций:

– одно- и многоярусные системы тороидальных в плане замкнутых оболочек, возможно, касающихся между собой, порождающих многосвязную пространственную в плане и по вертикали структуру – основную сложную конструктивную форму, непосредственно создающую искусственный остров или полуостров;

– системы буровых свай, применяемых для жесткого прикрепления тороидальных оболочек к морскому дну, а также для самостоятельного формирования замкнутых или открытых в плане структур, образующих вместе с тороидальными оболочками полуостровные сооружения, переходящие в берег, а также регуляционные сооружения в речных устьях;

– структуры в виде макросот, собираемые из замкнутых и открытых железобетонных оболочек, наиболее прочные из которых выполняются из сборно-монолитных блоков КНЭСК. Могут при относительно небольших глубинах моря самостоятельно создавать структуру островов, также закрепляясь буровыми сваями ко дну моря, а при необходимости – объединяясь на различных уровнях с тороидальными оболочками.

4 С применением КНЭСК могут также выполняться несущие конструкции:

– перекрывающие внутренние полости тороидальных оболочек;

– зданий-надстроек по тороидальным оболочкам, которые формируются из сотовых структур.

Детали несущих сборных железобетонных и сталежелезобетонных элементов и металлические замки для их монтажных сварных соединений разработаны учеными и специалистами Научного центра по исследованию мостов и транспортных сооружений МГУПС МИИТ в период 2007–2012 гг. в процессе выполнения плановых научно-исследовательских работ по созданию и развитию железнодорожных магистралей Российской Федерации.

В порядке защиты интеллектуальной собственности по этим инновационным разработкам подготовлены базовые заявки на изобретения, юридическим лицом которых является Московский государственный университет путей сообщения Императора Николая II.

В частности, в МГУПС МИИТ завершена работа над кандидатской диссертацией [77] по обоснованию нового технического решения секционного придонного транспортного тоннеля на глубинах до 500 м из несущих элементов по патентам [3, 4]. Материалы этой инновационной работы могут быть использованы для создания придонного транспортного тоннеля по дну Каспийского моря между Туркменией и Азербайджаном (Кара-Богаз-Гол – Апшеронский полуостров).

Ведутся работы по созданию принципиально новых технических решений тороидальных резервуаров емкостью до 200 тыс. м³.

Не исключается также особый интерес, который может быть проявлен отечественными и зарубежными предприятиями и коммерческими структурами для расширения области применения новых классов инженерных сооружений на основе систем тороидальных, цилиндрических и других сталежелезобетонных оболочек. Такие сооружения необходимы, например, при освоении мирового океана на глубинах, по меньшей мере, до 1000 м, в частности:

- для создания безопасных объектов подводной добычи углеводородов и других полезных ископаемых в территориальных водах России (особенно в морях Северного Ледовитого океана и в Каспийском море);
- для защиты и расширения обитаемых территорий прибрежных и островных государств в различных регионах планеты.

8.5 Новые конструктивные формы и перспективы их применения в Беларуси

Под руководством и при участии авторов разработаны некоторые предложения, которые рассмотрены в данной монографии, а также представлены в [79, 80].

В первую очередь эти предложения связаны с совершенствованием конструктивных форм самих композитных несущих элементов, а также с разработкой новых подходов к формированию на их основе целых структур. В настоящее время на стадии рассмотрения находятся заявки на выдачу патентов на изобретения двух актуальных для России и Беларуси разработок [81, 82].

Задачей предполагаемого изобретения [81] является создание новой несущей структуры из сборного сталежелезобетона, обеспечивающего максимальную эффективность изготовления металлической части конструкции, ее транспортировки и установки в проектное положение с выполнением функции остающейся опалубки для формирования конструктивных форм ответственных инженерных сооружений различного назначения.

Техническими эффектами, которые могут быть получены в результате использования изобретения, являются минимальная строительная высота несущих линейно-протяженных и пространственных конструкций, их высокая надежность, долговечность и безопасность эксплуатации, в том числе в сложных природных условиях, высокие темпы строительства, минимальные затраты на эксплуатацию этих сооружений.

Кроме того, при использовании данного технического решения возможно обеспечение сборности особо прочных конструкций при требуемой их долговременной абсолютной водонепроницаемости и высокой коррозионной стойкости.

Задачей предполагаемого изобретения [82, 83] является существенное упрощение технологии заводского изготовления важнейших несущих элементов сквозных строительных конструкций (стержней и узловых фазонок главных ферм пролетных строений мостов или пространственных стержневых каркасов купольных, сводчатых и башенных конструктивных форм) без повышения стоимости их монтажа на площадках строительства инженерных сооружений. При этом исключается необходимость выполнения в заводских условиях продольных электросварных швов при изготовлении стержневых несущих элементов.

Тем самым возможно значительное снижение энергоемкости, трудоемкости и, в целом, стоимости заводского изготовления вышеуказанных конструкций современных и перспективных инженерных сооружений. Но при этом полностью выполняются требования к обеспечению долговечности их длительной эксплуатации и доступности контроля технического состояния объектов и высокой ремонтпригодности.

В подразд. 8.2 предложены и обоснованы возможные направления применения сталежелезобетонных оболочек на базе КНЭСК, размещаемых внутри пространства ствола, создаваемого в зонах реакторов и хранилищ радиоактивных отходов (РАО), в том числе высокоактивных (ВАО) и от-

работавшего ядерного топлива (ОЯТ). Следует еще раз подчеркнуть актуальность этих предложений для использования в Республике Беларусь.

В подразд. 3.5 и 3.6 рассматриваются подходы к проектированию и строительству так называемых быстровозводимых сооружений.

В ОАО «Институт «Могилевгражданпроект» в 2011 г. было завершено проектирование на стадии эскизного архитектурного проекта трассы «ул. Королева на участке от ул. Якубовского до пр-та Мира в г. Могилеве» [80]. Проект был рассмотрен и утвержден Могилевским облисполкомом и был практически согласован с заинтересованными организациями (рисунок 8.4). Автором проектной проработки эскизного архитектурного проекта трассы ул. Королева является Р. Е. Олексин.

Строительство ул. Королева призвано, в соответствии с комплексной транспортной схемой развития пассажирского транспорта и магистрально-уличной сети города, кардинально улучшить экологическую обстановку в центральной части г. Могилева. Введение в эксплуатацию указанного объекта позволит окончательно сформировать внутригородскую магистраль с пропуском пассажирского и грузового транспорта.

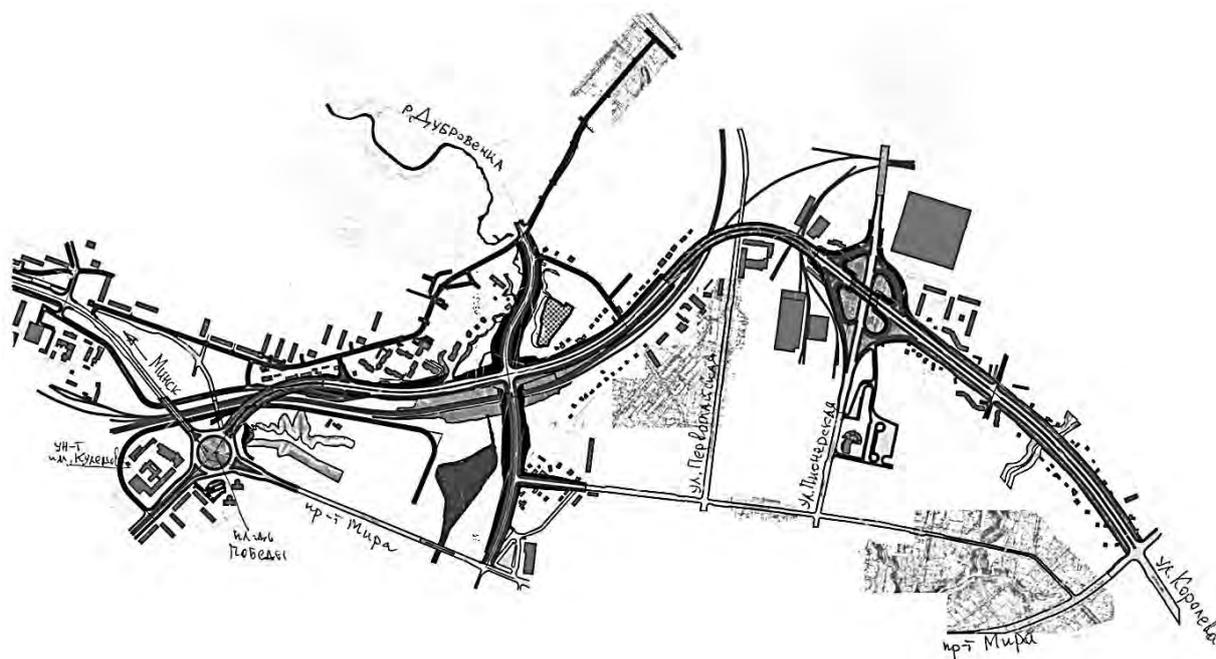


Рисунок 8.4 – Проектное предложение трассы «ул. Королева на участке от ул. Якубовского до пр-та Мира в г. Могилеве»

При реализации данного проекта, кроме основной транспортной задачи, решаются задачи развития зоны отдыха в бассейне р. Дубровенка, воссоздания Карabanовского водоема, градостроительного развития Севе-

ро-Западного района г. Могилева с кратчайшей транспортно-пешеходной связью с центральной частью города.

К решению этой сложной инженерной задачи были привлечены специалисты ряда проектных организаций Беларуси (ОАО «Мостострой», Могилевское отделение БЖД, ОАО «Минский Промтранспроект»), научные работники МГУПС МИИТ и Белорусско-Российского университета.

Проектом предусмотрено 6-полосное движение по ул. Королева, строительство двух автодорожных и одного железнодорожного путепроводов, транспортных развязок, подземных пешеходных переходов и пешеходных мостов. Общая длина дороги – 3,5 км.

В проезжей части путепроводов проектом предусмотрено использование плит из КНЭСК. Путепроводы имеют шесть полос движения: путепровод над железной дорогой Киев – Санкт-Петербург – ул. Первомайская – территория завода «Строммашина» имеет длину более 600 м, путепровод от пл. Победы до района МЖК – 150 м, радиусы скругления – 250 и 400 м соответственно. Эстакада над ОАО «Завод «Строммашина» поднимется на высоту 7–8,5 м.

Плиты пролетных строений железнодорожного путепровода (проход ул. Левая Дубровенка) также планируется выполнять из КНЭСК. Длина путепровода – 70 м, расстояние между головкой рельса и полотном дороги – 8,2 м. Проектная документация на строительство этого путепровода разработана совместно МГУПС МИИТ и ОАО «Мостострой». Вместо общепринятого технического решения с устройством временного обходного пути предложено уникальное инженерное решение, что позволит значительно снизить стоимость строительства, сократить его продолжительность, обеспечить безопасность движения поездов в период проведения строительных работ. Предлагаемое решение обладает патентной чистотой.

Композитный несущий элемент строительных конструкций (КНЭСК), созданный в ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет», ввиду ряда конструктивных особенностей и преимуществ может быть эффективно использован в широкой гамме конструкций различного назначения, обладает достаточной несущей способностью для восприятия нагрузок при монтаже, а также от укладываемого бетона.

Положительный опыт творческого содружества ученых и практиков Российской Федерации и Республики Беларусь при проектировании и строительстве путепроводов с применением КНЭСК, в том числе и на основе лицензионного договора на использование интеллектуальной собственности, показывает перспективы эффективного развития данного направления. Это касается не только Республики Беларусь, Российской Федерации, но и, возможно, стран, различных по природным условиям, не только Евразийского, но и других континентов.

Необходимо продолжение экспериментальных и теоретических исследований с целью определения критериев оценки прочности и несущей способности КНЭСК (с учетом особенностей сцепления арматуры с бетоном), оптимизации конструктивных параметров в зависимости от назначения базовой конструкции, разработки быстровозводимых конструкций и сооружений, содержащих КНЭСК, и краевых монтажных узлов, соединяемых сваркой.

Перспективным является также создание руководящих технологических материалов по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций из КНЭСК.

Список литературы

1 **Фридкин, В. М.** Принципы формообразования в теории линейно-протяженных конструкций: монография / В. М. Фридкин. – М.: Ладья, 2006. – 512 с. : ил.

2 **Фридкин, В. М.** Формообразование строительных конструкций : монография / В. М. Фридкин. – М. : МГСУ, 2011. – 171 с.: ил.

3 **Пат. 4082 РБ, МПК⁷ Е 04 С 2/28.** Композитный несущий элемент строительных конструкций / В. М. Фридкин, А. В. Носарев, И. М. Кузменко, С. К. Павлюк, А. В. Семенов, В. А. Попковский, А. А. Филатенков ; заявитель и патентообладатель Могилев. машиностр. ин-т. – № 970421 ; заявл. 29.07.97 ; опубл. 19.04.01, Бюл. № 3. – 3 с. : ил.

4 **Пат. 2181406 РФ, МПК⁷ Е 01 Д 12/00, Е 04 С 2/24.** Композитный несущий элемент строительных конструкций / В. М. Фридкин, А. В. Носарев, И. М. Кузменко, С. К. Павлюк, А. В. Семенов, В. А. Попковский, А. А. Филатенков ; заявитель и патентообладатель Могилев. машиностр. ин-т. – № 97121947 ; заявл. 29.07.97 ; опубл. 20.04.02, Бюл. № 11. – 6 с. : ил.

5 **Пат. 4352 РБ, МПК Е 04 С 2/00.** Композитный несущий элемент строительных конструкций / В. М. Фридкин, И. М. Кузменко, А. В. Носарев, Л. Б. Максименко, С. Н. Марков, В. Н. Башаримова, В. Н. Медведев; заявитель и патентообладатель Беларус.- Рос. ун-т и ОАО «Мостострой». – № u20070512 ; заявл. 11.07.07 ; опубл. 30.04.08, Бюл. № 2. – 5 с. : ил.

6 **Рубцов, И. В.** Мониторинг строительных конструкций на базе волоконно-оптических и акустических датчиков / И. В. Рубцов, А. П. Неугодиных, Ф. А. Егоров // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2005. – № 2. – С. 42–44.

7 **Пат. 10431 РБ, МПК G 01 В 11/16, G 01 L 1/24 G 02 В 6/00.** Волоконно-оптический датчик измерения деформации растяжения-сжатия / В. И. Борисов, И. В. Шилова, Е. М. Силутина ; заявитель и патентообладатель Беларус.- Рос. ун-т. – № а 20051107 ; заявл. 17.11.05 ; опубл. 30. 08.07, Бюл. № 4. – 5 с. : ил.

8 **Борисов, В. И.** Волоконно-оптические датчики деформации кручения / В. И. Борисов, И. М. Кузменко, Е. М. Силутина // Вестн. МГТУ. – 2004. – № 2.– С. 25–29.

9 Разработка основ проектирования, расчета и оптимизации композитных несущих элементов строительных конструкций (КНЭСК) : отчет о НИР (заключ.) / Беларус.-Рос. ун-т ; рук. И. М. Кузменко ; исполн. М. Э. Подымако [и др.]. – Могилев, 2007. – 193 с. – Библиогр. : С. 77–78. – № ГР 20061425.

10 Новые направления в конструировании композиционных структур с высокой экономической эффективностью и несущей способностью /

И. М. Кузменко [и др.] // *Nové smery vo výrobných technológiách IV : zborník referátov z medzinárodnej konferencie.* – Prešov, 1999. – S. 83–86.

11 **Кузменко, И. М.** Применение сварных несущих элементов в новых композитных строительных конструкциях / И. М. Кузменко, С. К. Павлюк, В. М. Фридкин // *Сварочное производство.* – 2003. – № 9. – С. 47–50.

12 Аспекты проектирования композитного несущего элемента средствами САПР / И. М. Кузменко [и др.] // *Вестн. Белорус.-Рос. ун-та.* – 2006. – № 4. – С. 198–202.

13 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2003. – 139 с.

14 **Чигарев, А. В.** ANSYS для инженеров : справ. пособие / А. В. Чигарев, А. С. Кравчук, А. Ф. Смалюк. – М. : Машиностроение, 2004. – 512 с.

15 **Кузменко, И. М.** Применение метода конечных элементов при расчете композитного несущего элемента строительных конструкций / И. М. Кузменко, М. Э. Подымако, В. Н. Медведев // *Вестн. МГТУ.* – 2006. – № 1. – С. 109–113.

16 Анализ влияния параметров металлической составляющей композитного несущего элемента строительной конструкции на его несущую способность / И. М. Кузменко [и др.] // *Вестн. Белорус.-Рос. ун-та.* – 2007. – № 1. – С. 157–166.

17 Методика моделирования напряженно-деформированного состояния металлоконструкций с учетом остаточных сварочных напряжений / И. М. Кузменко [и др.] // *Вестн. Белорус.-Рос. ун-та.* – 2007. – № 4. – С. 47–54.

18 **Фридман, Я. Б.** Механические свойства металлов / Я. Б. Фридман. – М. : Машиностроение, 1974. – 472 с. : ил.

19 Теоретические основы сварки / В. Н. Волченко [и др.]. – М. : Высш. шк., 1970. – 592 с. : ил.

20 **Кузменко, И. М.** Воздействие нагрузок подвижного состава (НК-80 и А-11) на мостовое полотно пролетных строений, выполненных из КНЭСК / И. М. Кузменко, В. Н. Медведев // *Вестн. Полоц. гос. ун-та.* – 2007. – № 12. – С. 63–67.

21 Инновационные конструктивные решения пролетных строений проезжей части мостов / И. М. Кузменко [и др.] // *Автомобильные дороги и мосты.* – 2008. – № 1. – С. 37–41.

22 Композитный несущий элемент – основа создания новых конструктивных форм для сооружений различного назначения / И. М. Кузменко [и др.] // *Вестн. Белорус.-Рос. ун-та.* – 2011. – № 4. – С. 144–156.

23 **Кузменко, И. М.** Перспективные направления инновационного развития проектирования и производства металлических конструкций / И. М. Кузменко, В. М. Фридкин, Н. С. Сыса // *Тенденции интеграции обра-*

зования, науки и бизнеса : материалы Белорусско-Литовской биржи деловых контактов. – Минск : М-во образования РБ, 2014. – С. 52–54.

24 Опыт применения в Республике Беларусь новых конструктивных решений пролетных строений автодорожных мостов / И. М. Кузменко [и др.] // Наукоедение [Электронный ресурс]. – М., 2014. – № 5 (24). – Режим доступа : <http://naukovedenie.ru/PDF/21KO514/pdf>.

25 **Kuzmenko, I. M.** Belarusian-russian innovation: creation of engineering structures of the xxi century / I. M. Kuzmenko, V. M. Fridkin, S. N. Markov // Proceedings of the METNET – Seminar 2015. – Hungary : University of Applied Sciences, 2015. – P. 40–51.

26 **Богданов, С. В.** Обеспечение работоспособности монтажных стыков сварных конструкций из композитных элементов с несущей металлической оболочечной арматурой : автореф. дис. ... канд. техн. наук / С. В. Богданов. – Могилев, 2013. – 23 с.

27 **Богданов, С. В.** Сварные монтажные стыки КНЭСК для пролетных сооружений / С. В. Богданов, И. М. Кузменко, В. М. Фридкин // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности : материалы Междунар. конф. молодых ученых. – Могилев : Белорус.- Рос. ун-т, 2010. – С. 75.

28 **Kachlaktv, D.** Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates / D. Kachlaktv, T Miller. – Oregon : Department of Transportation Research group, 2001. – 113 p.

29 Экспериментальная проверка точности численных моделей при исследовании деформационных полей в быстромонтируемых объектах из композитных несущих элементов / С. В. Богданов [и др.] // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности : материалы Междунар. науч.-техн. конф. молодых ученых. – Могилев : Белорус.-Рос. ун-т, 2013. – С. 119.

30 **СНБ 5.03.01-02.** Конструкции бетонные и железобетонные. – М. : Стройтехнорм, 2002. – 274 с.

31 **Серия 1.141-1.** Панели перекрытий железобетонные многопустотные. Вып. 63 : Предварительно напряженные панели с круглыми пустотами длиной 6280, 5980, 5680, 5380, 5080 и 4780 мм, шириной 1790, 1490, 1190 и 990 мм, армированные стержнями из термически упрочненной стали класса Ат-V. Метод натяжения – электротермический. – Введ. 1984-07-03. – М. : Госгражданстрой, 1984. – 59 с.

32 **Серия 1.038.1-1.** Перекрытия железобетонные для зданий с кирпичными стенами. – Введ. 1985-11-01. – М. : Госгражданстрой, 1985. – Вып. 12. – 45 с.

33 **Богданов, С. В.** Области рационального применения композитных несущих элементов строительных конструкций по экономическим и

прочностным показателям / С. В. Богданов, И. М. Кузменко // Строительная наука и техника. – 2011. – № 3. – С. 33–36.

34 **Пецольд, Т. М.** Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / Т. М. Пецольд, В. В. Тур. – Брест : БГТУ, 2003. – 379 с. : ил.

35 **Богданов, С. В.** Использование композитных несущих элементов для быстровозводимых строительных конструкций, монтируемых сваркой / С. В. Богданов, С. К. Павлюк, И. М. Кузменко // Вестн. Белорус.-Рос. ун-та. – 2009. – № 4. – С. 68–75.

36 **Богданов, С. В.** Повышение уровня индустриализации технологии монтажа пролетных сооружений / С. В. Богданов // Вестн. Полоц. гос. ун-та. – 2010. – № 6. – С. 72–78.

37 **Пат. 15480 РБ, МПК В 23 К 1/00.** Сварное стыковое соединение строительных блоков / С. В. Богданов, С. К. Павлюк, И. М. Кузменко ; заявитель и патентообладатель Белорус.-Рос. ун-т. – № а20090951 ; заявл. 26.06.09 ; опубл. 28.02.12, Бюл. № 1. – 4 с.

38 **Богданов, С. В.** Обеспечение неразрывности сцепления заполнителя и металлической арматуры КНЭСК при выполнении сварных соединений монтажного стыка / С. В. Богданов, И. М. Кузменко // Вестн. Белорус.-Рос. ун-та. – 2013. – № 3. – С. 13–22.

39 **Богданов, С. В.** Особенности проектирования быстровозводимых сварных стен вертикальных цилиндрических резервуаров из композитных несущих элементов / С. В. Богданов // Вестн. Белорус.-Рос. ун-та. – 2011. – № 3. – С. 6–16.

40 **ТКП 45-3.03-232-2011 (02250).** Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования. – Минск : Минстройархитектуры, 2012. – 320 с.

41 **Семенюк, С. Д.** Разработка методики проведения экспериментальных исследований влияния геометрических размеров листовой фасонной арматуры КНЭСК на его несущую способность / С. Д. Семенюк, И. М. Кузменко, В. Н. Медведев // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. XVI Междунар. науч.-метод. семинара. – Брест : БрГТУ, 2009. – Ч. 1. – С. 33–37.

42 **Семенюк, С. Д.** Предпосылки к планированию многофакторного эксперимента по исследованию несущей способности композитного несущего элемента строительных конструкций / С. Д. Семенюк, И. М. Кузменко, В. Н. Медведев // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии : материалы Междунар. науч.-техн. конф. : в 3 ч. – Могилев : Белорус.-Рос. ун-т, 2009. – Ч. 1. – С. 252–253.

43 Возможности использования композитного несущего элемента строительных конструкций для проектов строительного и дорожного ком-

плексов / И. М. Кузменко [и др.] // Проблемы инновационного биосферно-совместимого социально-экономического развития в строительном, жилищно-коммунальном и дорожном комплексах : материалы I Междунар. науч.-практ. конф., Брянск, 8–9 окт. 2009 г. : в 2 т. – Брянск : Брянская гос. инженерно-технолог. акад., 2009. – Т. 1. – С. 141–145.

44 Семенюк, С. Д. Современные сталебетонные конструкции с использованием композитного несущего элемента строительных конструкций (КНЭСК) / С. Д. Семенюк, И. М. Кузменко, В. Н. Медведев // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. науч. тр. – Одесса : Эвен, 2010. – С. 129–134.

45 Семенюк, С. Д. Применение композитных несущих элементов строительных конструкций, обладающих повышенной сейсмостойкостью / С. Д. Семенюк, И. М. Кузменко, В. Н. Медведев // Строительство в прибрежных курортных регионах : материалы VI Междунар. науч.-практ. конф. – Сочи : Сочинский гос. ун-т туризма и курортного дела, 2010. – С. 22–24.

46 Пат. 2064561 РФ, МПК⁶ Е 04 В 2/02. Стеновой строительный блок / А. В. Ришес, А. Г. Зайцев, Б. Н. Сушенцев ; заявитель и патентообладатель ООО «Поиск». – № 2001103469/03 ; заявл. 05.02.01 ; опубл. 27.10.02. – 4 с.

47 Пат. 2249657 РФ, МПК⁷ Е 04 В 1/58. Способ соединения сборных конструкций и элементов / В. И. Майоров, С. В. Жидкова, О. В. Панин ; заявитель и патентообладатель Рос. ун-т дружбы народов. – № 2003135873/03 ; заявл. 15.12.03 ; опубл. 10.04.05. – 5 с.

48 Пат. 2221110 РФ, МПК⁷ Е 02 D 17/18, Е 02 D 17/20. Геокаркас / М. В. Зимин ; заявитель и патентообладатель М. В. Зимин. – № 2001131386/03 ; заявл. 22.11.01 ; опубл. 10.01.04. – 4 с.

49 Пат. 2280129 РФ, Е 02 В 17/00. Искусственный остров / Г. Н. Аштаев ; заявитель и патентообладатель Г. Н. Аштаев. – № 2005102297/03 ; заявл. 31.01.05 ; опубл. 20.07.06, Бюл. № 47. – 7 с.

50 Пат. 2107134 РФ, МПК⁶ Е 04 В 2/08. Способ кладки кирпичной стены с облицовочной плитой / В. В. Султанов ; заявитель и патентообладатель В. В. Султанов. – № 2000114558/03 ; заявл. 06.06.00 ; опубл. 20.06.02. – 4 с.

51 ГОСТ СССР 14098-91. Соединения сварных арматур и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры. – М. : Изд-во стандартов, 1992. – 22 с.

52 Пат. 22519021 РФ, МПК Е 04 С 1/00, Е 04 В 2/08. Композитный несущий блок и монтажное соединение несущих блоков сборной строительной конструкции / В. М. Фридкин, П. М. Токарев, А. В. Зенин, А. В. Замуховский, Д. А. Савкин, В. А. Грудский, И. В. Пономарев, К. А. Цо-

маева ; заявитель и патентообладатель МГУПС МИИТ. – № 2012128146/03 ; заявл. 06.07.12 ; опубл. 10.06.14, Бюл. № 16. – 33 с. : ил.

53 **СНиП II-23-81***. Стальные конструкции. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

54 **СНиП 2.01.07-85***. Нагрузки и воздействия. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.

55 **Семенов, А. В.** Экономичные конструктивные формы сварных металлических стоек / А. В. Семенов, И. М. Кузменко // Новые технологии и оборудование в промышленности : сб. науч. тр. – Могилев : МГТУ, 1997. – С. 140–143.

56 **Дарипаско, В. М.** Прочность и устойчивость двутавровых элементов с перфорированной стенкой при общем случае нагружения : автореф. дис. ... канд. техн. наук / В. М. Дарипаско. – СПб., 2000. – 23 с.

57 **Митчин, Р. Б.** Местная устойчивость стенки и оптимизация стальной перфорированной балки : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Р. Б. Митчин. – Липецк, 2003. – 26 с.

58 **Литвинов, Е. В.** Прочность и устойчивость стенки в линейно-перфорированных элементах стальных конструкций с регулярными отверстиями : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Е. В. Литвинов. – Новосибирск, 2006. – 24 с.

59 **Притыкин, А. И.** Расчет перфорированных балок : монография / А. И. Притыкин. – Калининград : КГТУ, 2008. – 308 с.

60 **Фоменко, Е. Ю.** Изгибно-крутильная форма потери устойчивости внецентренно-сжатых стальных двутавровых стоек с перфорированной стенкой : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Е. Ю. Фоменко. – Красноярск, 2008. – 26 с.

61 Проектирование балки с перфорированной стенкой : метод. указания для курсового проектирования студентов заочной формы обучения специальности 2903 по дисциплине «Металлические конструкции. Специальный курс» / Сост. М. А. Дымолазов, О. И. Ефимов. – Казань : Казан. гос. архитектурно-строит. ун-т, 2012. – 26 с.

62 Оптимизация геометрической формы двутавров пониженной материалоемкости / Д. О. Кузменко [и др.] // 48-я студен. науч.-техн. конф. – Могилев : Беларус.-Рос. ун-т, 2013. – С. 116.

63 **Кузменко, Д. О.** Современные пути и методы снижения металлоемкости двутавровых балок (стоек) / Д. О. Кузменко, С. В. Богданов, И. М. Кузменко // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии : материалы науч.-техн. конф. – Могилев : Беларус.-Рос. ун-т, 2014. – С. 278–279.

64 **Пат. 19870 РБ, МПК Е 04 В 1/08, Е 04 С 2/08.** Несущий элемент балочного типа таврового профиля для металлоконструкции и металлокон-

струкция на его основе / В. М. Фридкин, К. А. Цомаева, И. М. Кузменко, С. Н. Марков, Н. С. Сыса, В. Н. Башаримова, Д. О. Кузменко, С. В. Богданов ; заявитель и патентообладатель Белорус.-Рос. ун-т. – № а20121717 ; заявл. 07.12.12 ; опубл. 05.11.15. – 7 с.

65 **Басов, К. А.** ANSYS : справочник пользователя / К. А. Басов. – М. : ДМК Пресс, 2005. – 640 с. : ил.

66 **Кузменко, Д. О.** Несущие конструкции зданий и сооружений с улучшенными конструктивно-технологическими характеристиками : дис. ... магистра техн. наук, спец. 1-70 80 01 «Строительство» / Д. О. Кузменко ; Белорус.-Рос. ун-т. – Могилев, 2014. – 82 с.

67 Constructive-technological decisions of design engineering and manufacturing of bearing elements of the lowered steel intensity / V. M. Fridkin [et. al.] // Proceedings of the METNET Seminar 2014. – Moscow. НАМК University of Applied Sciences, 2014. – P. 153–64.

68 **Кузменко, Д. О.** Несущий элемент балочного типа таврового профиля для металлоконструкции и металлоконструкция на его основе / Д. О. Кузменко, И. М. Кузменко, В. М. Фридкин // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии : материалы Междунар. науч.-техн. конф. – Могилев : Белорус.-Рос. ун-т, 2016. – С. 211.

69 Хранилище ОЯТ в массиве каменной соли / О. Л. Кедровский [и др.] // Ядерное общество. – 2005. – № 6. – С. 30–31.

70 **Шишиц, И. Ю.** Основы инженерной георадиоэкологии : учеб. пособие / И. Ю. Шилов. – М. : МГГА, 2005. – 711 с.

71 **Кедровский, О. Л.** Инженерные барьеры повышенной надежности для захоронения отработавшего ядерного топлива в недрах Земли / О. Л. Кедровский, С. А. Чесноков, В. М. Фридкин // Экол. экспертиза. – 2005. – № 4. – С. 70–96.

72 Инженерно-экологические и конструктивно-технологические проблемы создания инженерных барьеров при долговременном хранении и окончательном захоронении отработавшего ядерного топлива в недрах Земли / В. М. Фридкин [и др.] // Горный информ.-аналит. бюл. – 2005. – № 4. – С. 88–94.

73 Новые возможности создания инженерных сооружений для обеспечения экологической и антитеррористической безопасности промышленной утилизации некоторых видов технической продукции / С. А. Чесноков [и др.] // Безопасность – основа устойчивого развития регионов и мегаполисов : сб. ст. Междунар. науч.-техн. конгресса. – М. : Инженер, 2005. – С. 57–61.

74 Новые подходы к конструктивным решениям для создания подземных объектов атомной энергетики / О. Л. Кедровский [и др.] // Наука и технологии в промышленности. – 2009. – № 1. – С. 94–97.

75 **Фридкин, В. М.** Инженерные сооружения подземной энергетики : монография / В. М. Фридкин, С. А. Чесноков, А. Э. Кокосадзе. – М. : АСВ, 2015. – 119 с.

76 Инженерное сооружение для объектов подземной энергетики и подземных вертикальных участков транспортных систем : заявка RU 2014142934/07(069377) / В. М. Фридкин [и др.]. – Оpubл. 27.10.2014.

77 **Грудский, В. А.** Сталежелезобетонные оболочечные конструкции опускных транспортных тоннелей : дис. ... канд. техн. наук / В. А. Грудский. – М., 2012. – 101 с.

78 **Фридкин, В. М.** Инновационные концепции решения проблемы обеспечения комплексной безопасности Республики Дагестан от природных воздействий изменения уровня Каспийского моря / В. М. Фридкин, Ю. А. Харламова, И. М. Кузменко // Транспортно-промышленный потенциал стран каспийского региона : состояние, проблемы, перспективы интеграции – 2015 : материалы V Междунар. науч.-практ. конф. – М. : Ин-т востоковедения РАН, 2015. – 5 с.

79 Композитный несущий элемент – основа создания новых конструктивных форм для сооружений различного назначения / И. М. Кузменко [и др.] // Вестн. Белорус.-Рос. ун.-та. – 2011. – № 4. – С. 144–154.

80 Инновационные конструктивные решения инженерных сооружений по ул. Королева в г. Могилеве / В. М. Фридкин [и др.] // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии : материалы Междунар. науч.-техн. конф. : в 2 ч. – Могилев : Белорус.-Рос. ун-т. – 2011. – Ч. 2. – С. 155.

81 Композитный несущий элемент сборно-монолитной и сборной строительной конструкции : заявка ВУ а 20140696 / В. М. Фридкин, И. М. Кузменко, С. Н. Марков, В. Н. Башаримова, Н. С. Сыса, Д. О. Кузменко, С. В. Богданов. – Оpubл. 10.12.14.

82 Структура несущих элементов стержневой строительной конструкции : заявка ВУ а 20160063 / В. М. Фридкин, И. М. Кузменко, Д. О. Кузменко, В. Н. Башаримова, Е. В. Кожевникова. – Оpubл. 26.02.16.

83 Структура несущих элементов стержневой строительной конструкции : заявка RU 2016116734/03(026269) / В. М. Фридкин, И. М. Кузменко, Д. О. Кузменко, В. Н. Башаримова, Е. В. Кожевникова. – Оpubл. 28.04.16.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
1 Современные проблемы и задачи развития конструктивных форм инженерных сооружений	5
1.1 Актуальные проблемы развития конструктивных форм	5
1.2 Задачи развития конструктивных форм инженерных сооружений	7
1.3 Основные термины и определения.....	8
2 Композитный несущий элемент строительных конструкций	10
2.1 Конструкторские решения при проектировании сталежелезобетонных плит.....	10
2.2 Конструктивные решения сталежелезобетонных несущих элементов	13
2.3 Конструктивные особенности композитного несущего элемента	16
2.4 Топологическая оптимизация металлической составляющей КНЭСК	20
2.5 Конкурентные преимущества КНЭСК.....	21
2.6 Оценка влияния параметров металлической составляющей на несущую способность плит из КНЭСК	22
2.7 Моделирование процесса сварки металлической составляющей КНЭСК.....	51
2.8 Эффективность применения КНЭСК в мостостроении.....	61
3 Работоспособность монтажных стыков сварных конструкций из композитных элементов с несущей металлической оболочечной арматурой	67
3.1 Верификация методик исследования напряжений и деформаций.....	67
3.2 Целесообразность применения КНЭСК по технико-экономическим показателям	72
3.3 Пути снижения эксплуатационных нагрузок на сварные соединения монтажного стыка	75
3.4 Обеспечение совместности деформирования компонентов КНЭСК	80
3.5 Использование КНЭСК для быстровозводимых строительных конструкций, монтируемых сваркой	81

3.6 Сталежелезобетонные резервуары на базе КНЭСК	82
3.7 Быстровозводимые антирадиационные и защитные укрытия	87
4 Теоретическое обоснование конструктивных решений плиты проезжей части из КНЭСК пролетных строений автодорожных путепроводов	89
4.1 Геометрическая модель плиты из КНЭСК пролетного строения автодорожного путепровода.....	89
4.2 Граничные условия и действующие нагрузки	90
4.3 Конечно-элементная модель пролетного строения путепровода	93
4.4 Напряженно-деформированное состояние плиты из КНЭСК при действии нагрузки НК-80	94
4.5 Напряженно-деформированное состояние плиты из КНЭСК при действии нагрузки А-11	102
4.6 Расчет прочности нормальных сечений плиты КНЭСК от действия изгибающего момента	105
5 Композитные монтажные элементы сборных строительных конструкций	116
5.1 Особенности применения в строительстве композитных монтажных элементов из сборного железобетона и сталежелезобетона.....	116
5.2 Новый композитный несущий блок и монтажное соединение несущих блоков железобетонных и сталежелезобетонных конструкций	120
6 Конструктивно-технологические решения проектирования и изготовления несущих элементов сквозных металлоконструкций	129
6.1 Перфорирование как один из путей снижения материалоемкости	129
6.2 Несущий элемент балочного типа таврового профиля для металлоконструкции и металлоконструкция на его основе.....	131
6.3 Порядок изготовления составных двутавров на основе НЭМ	135
7 Конструктивно-технологические решения проектирования и изготовления несущих элементов балочных металлоконструкций	137
7.1 Расчетные методики	137

7.2 Методики экспериментальных исследований	137
7.3 Напряжения и деформации несущих элементов двутаврового сечения	139
7.4 Сравнение несущей способности двутавров одинаковой металлоемкости.....	141
8 Перспективные направления внедрения инновационных решений конструктивных форм несущих элементов строительных конструкций	
8.1 Перспективы применения КНЭСК в различных отраслях	143
8.2 Перспективы создания инженерных барьеров для обеспечения безопасности подземных атомных электростанций (АЭС).....	144
8.3 Сооружения надземных вакуумных транспортных систем закрытого типа.....	147
8.4 Обеспечение безопасности регионов в зонах влияния переменности уровня Каспийского моря (Дагестан)	153
8.5 Новые конструктивные формы и перспективы их применения в Беларуси	155
Список литературы.....	160

Научное издание

Кузменко Игорь Михайлович
Фридкин Владимир Мордухович

ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Редактор И. В. Голубцова

Художественное оформление обложки В. П. Бабичева

Технический редактор А. А. Подошевка

Компьютерный дизайн Н. П. Полевничая

Подписано в печать 27.01.2017. Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 100 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Государственное учреждение высшего профессионального образования
«Белорусско-Российский университет».

Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 24.01.2014.

Пр. Мира, 43, 212000, Могилев.