

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

Строительный факультет

ООО «Лира САПР»

ООО «ПСС-SOFISTIK»

ОДО «БрестКАД»

ООО «Проект-наука»

**ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА ИССЛЕДОВАНИЙ
И ПРОЕКТИРОВАНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
С ПРИМЕНЕНИЕМ СИСТЕМ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО
ПРОЕКТИРОВАНИЯ (САПР)**

**RESEARCH AND ENGINEERING
IN CONSTRUCTION USING COMPUTER AIDED DESIGN:
THEORY AND PRACTICE**

*Сборник статей III Международной
научно-технической конференции*

28-29 марта 2019 года

Брест 2019

УДК 69.05:378.2(08)
ББК 38
П27

Рецензенты: доктор технических наук, заместитель директора по научной работе филиала РУП Институт БелНИИС – научно-исследовательский центр
Деркач Валерий Николаевич,

доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов учреждения образования «Брестский государственный технический университет», заслуженный работник образования Республики Беларусь **Тур Виктор Владимирович**

Редколлегия: **Шалобьга Николай Николаевич** – проректор по научной работе учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;
Шурин Андрей Брониславович – заведующий кафедрой строительных конструкций учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;
Кривицкий Павел Васильевич – доцент кафедры строительных конструкций, кандидат технических наук;
Жданов Дмитрий Александрович – старший преподаватель кафедры строительных конструкций;
Матвеев Никифор Викторович – ассистент кафедры строительных конструкций;
Яковинич Пётр Сидорович – заведующий лабораторией (учебной) кафедры строительных конструкций;
Алехнович Святослав Викторович – лаборант кафедры строительных конструкций;
Романюк Ирина Николаевна – специалист редакционно-издательского отдела;
Шелест Елена Валерьевна – лаборант кафедры строительных конструкций.

П27 Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР): сборник статей III Международной научно-технической конференции; 28-29 марта 2019 года / БрГТУ; редкол.: Н. Н. Шалобьга [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2019. – 127 с.

ISBN 978-985-493-455-6

Представлены статьи ведущих ученых Республики Беларусь, Российской Федерации в области теории и практики исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР).

УДК 69.05:378.2(08)
ББК 38

ПРОГРАММНЫЙ КОМПЛЕКС «КОНСТРУКТОР ЗДАНИЙ»

ОДО НПП БРЕСТ – КАД

Сливка Д. Н., Гончаров М. И.

Один из способов повысить качество продукции в строительной отрасли – это разработка и внедрение современных компьютерных технологий проектирования конструкций и объектов на базе цифровой модели BIM. И рынок систем автоматизированного проектирования (САПР) сейчас активно развивается и расширяется.

ТЛП предназначена для сокращения сроков и трудоемкости проектирования зданий, для повышения качества и экономической эффективности проектируемых объектов. Несмотря на высокую стоимость ПО, перевод конструкторских бюро на компьютерное проектирование позволяет в два-три раза сократить реальные сроки разработки проектно-сметной документации. В отдельных случаях эффект может быть еще более значительным.

Разработчики постарались свести к минимуму обращение к необходимой технической документации, выводя ее в нужный момент на экран, предоставляя пользователю самому делать тот или иной выбор, контролируя при этом все его действия.

Ввод исходных данных (рис. 1) максимально приближен к мышлению проектировщика: сначала вводятся оси, затем стены, помещения и т. д. Компьютер анализирует исходные данные, разбивает здание на расчетные участки, устанавливает между ними связи и уже затем составляет расчетную схему объекта. Ряд новых возможностей позволяют сделать работу проектировщика еще проще и оперативнее (обработка и получение информации из рабочих архитектурных проектов, выполненных в различных системах архитектурного проектирования и имеющих выходной формат стандарта DXF – путем обработки плана возможно получение математической модели проектируемого объекта), либо с использованием формата IFC из модели, полученной в REVIT, ARCHICAD др.

Система имеет мощный механизм защиты от ошибок пользователей. При вводе с клавиатуры происходит полная идентификация вводимой информации, система правильно интерпретирует и корректирует ошибочный ввод ненужных символов. Все введенные данные преобразуются в математическую модель здания, при формировании которой отслеживаются все параметры. В случае возникновения ошибки выдается необходимая информация и рекомендации по ее устранению.

В системе имеется обширная база данных (БД) элементов и конструкций для стен, перекрытий, полов, кровель и т. д., выпускаемых не только в Республике Беларусь, но и России, со всеми физическими характеристиками, геометрическими размерами и графическим представлением. Пользователю предоставлена уникальная возможность корректировать и вносить любые изменения в БД. С использованием этой базы, модуля «**Конструктор элементов**» (рис. 2) можно создать конструкцию любого участка стены, пола или кровли для текущего проекта.

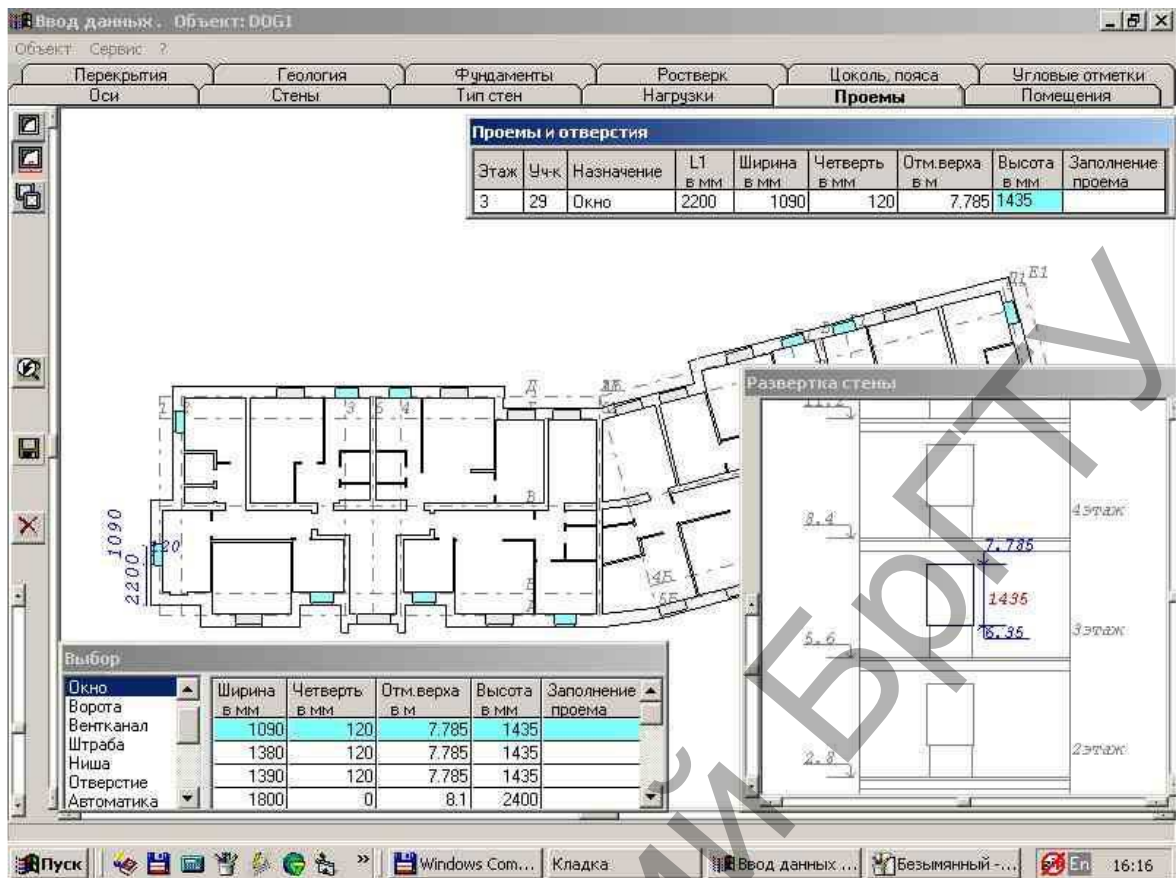


Рисунок 1 – Ввод исходных данных

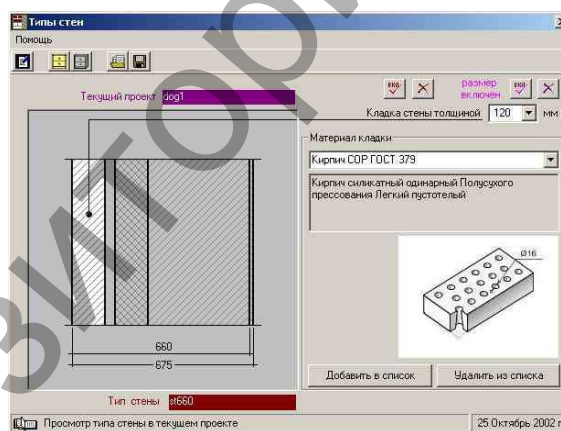


Рисунок 2 – Конструктор элементов и Формирование типов стен

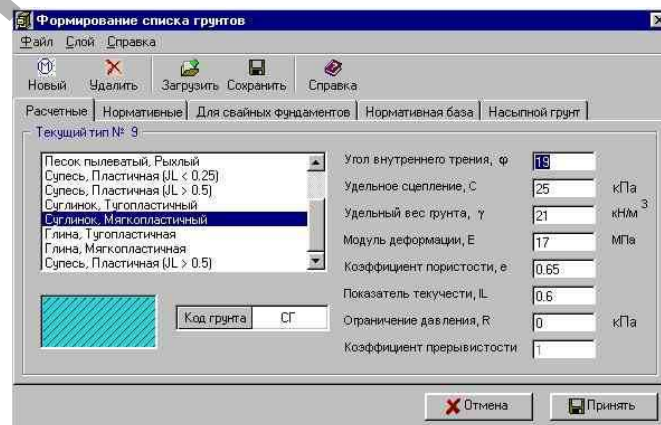
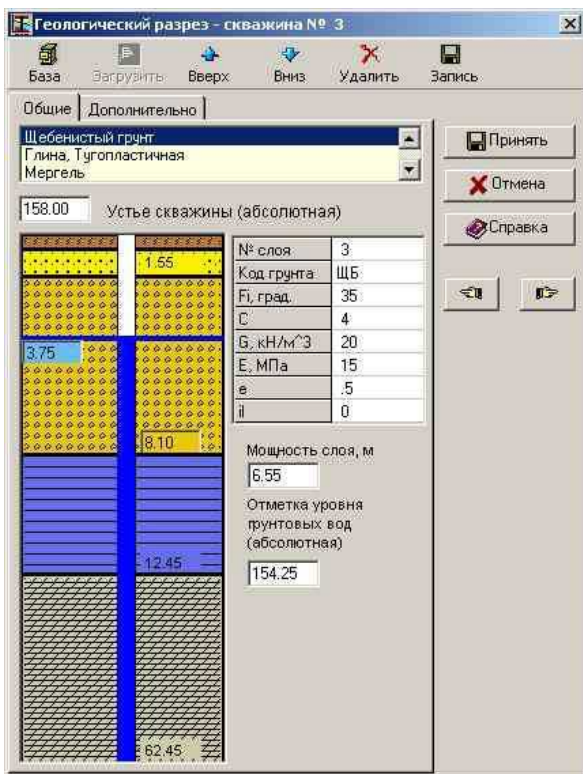


Рисунок 3 – Задание типов грунтов их характеристик



Разработанная нами и реализованная в программе математическая модель здания позволяет автоматически разбить стены этажей и подвала на расчетные участки по различным критериям: нагрузке, исходя из условий геологических характеристик площадки, глубины заложения фундамента или отметки острия свай. Модуль «Нагрузки» позволяет собрать нагрузки от собственного веса перекрытий, покрытий, стационарного оборудования и собственного веса стен и перегородок, и передать их на расчетные участки.

Рисунок 4 – Ввод инженерно-геологического разреза

В ПК «Конструктор Здания» реализован расчет и оптимизация ленточных и столбчатых фундаментов на естественном основании (рис. 5), свайные ленточные – свайные столбчатые фундаменты учетом требований всех соответствующих ТНПА. Реализовано проектирование фундаментных плит на естественном и свайном основании.

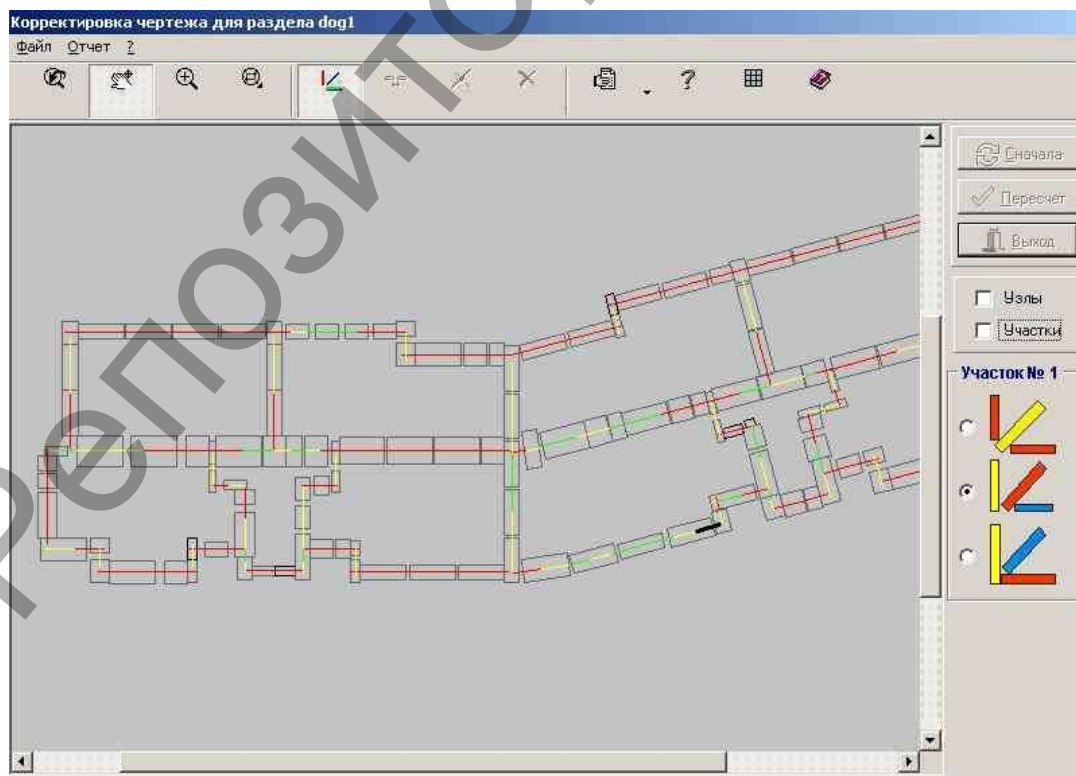


Рисунок 5 – Модуль расчета ленточных фундаментов

Результатом работы комплекса для здания с кирпичными стенами является комплект готовых чертежей в формате **DXF**, в который входят:

- кладочный план всех этажей с узлами;
- спецификации сборных элементов с примечаниями;
- схема раскладки фундаментных подушек (рис. 6) или расстановки свай со спецификацией сборных элементов;
- разрезы по сечениям фундаментов;
- инженерно-геологический разрез;
- арматурные изделия армируемых участков.

В 2003 году включили модули проектирования лестничных клеток, подбор и раскладка сборных железобетонных плит перекрытий, проектирование покрытий, расчет и проектирование перемычек над проемами и отверстиями.

В 2010 реализована вторая часть «Конструктора Зданий», которая позволила разрабатывать чертежи монолитных железобетонных конструкций (колонны, балки, плиты, диафрагмы и монолитные фундаменты), после МКЭ-расчета (в программных комплексах ЛИРА САПР, СТАРК-ЕС, РОБОТ, SoFiStiK и другие) с учетом совместной работы каркаса с основанием. Результат – чертежи стадии КЖ и КЖи, сопровождаемые формированием BIM-модели по результатам проектирования.

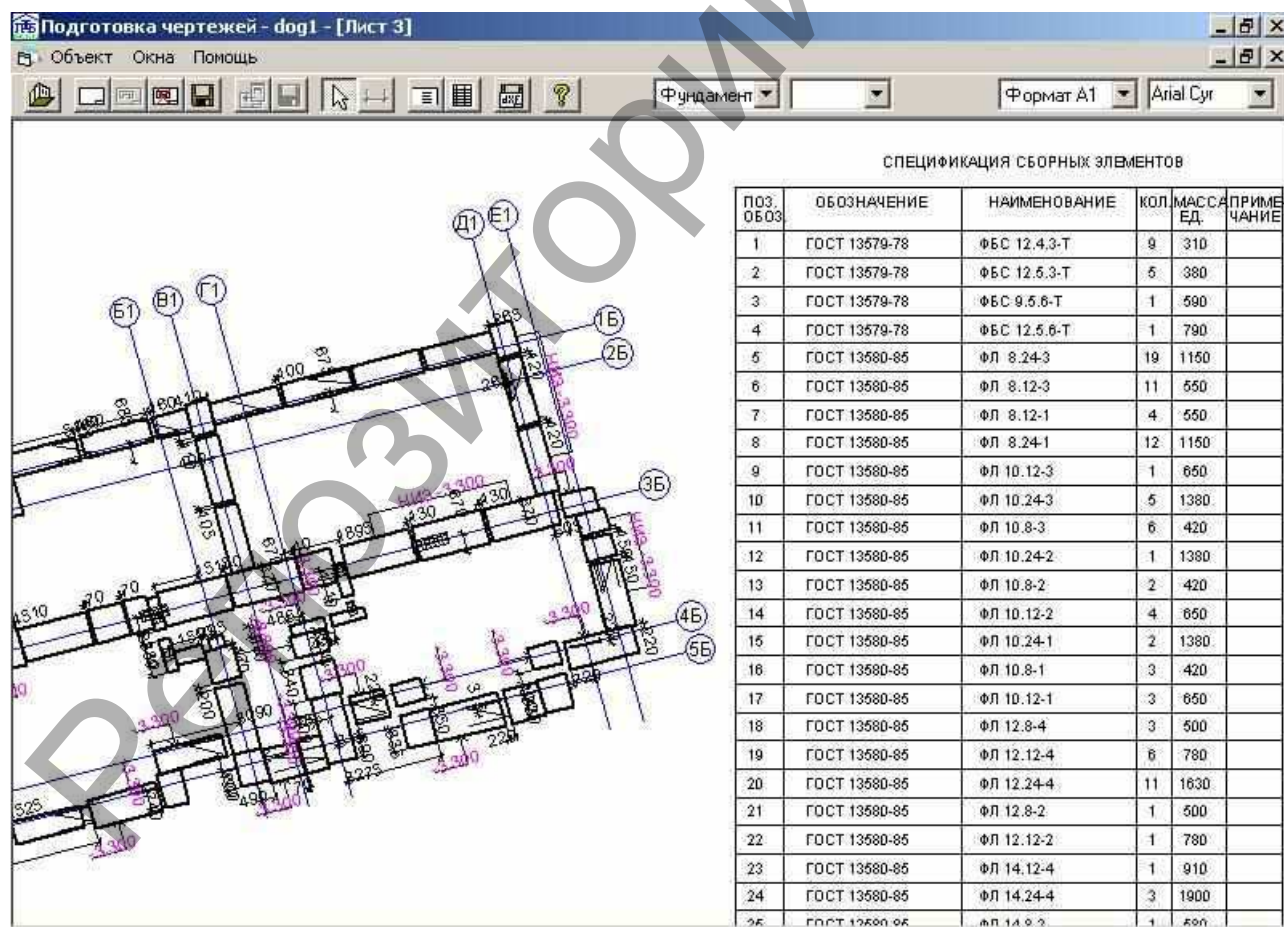


Рисунок 6 – Чертеж раскладки подушек

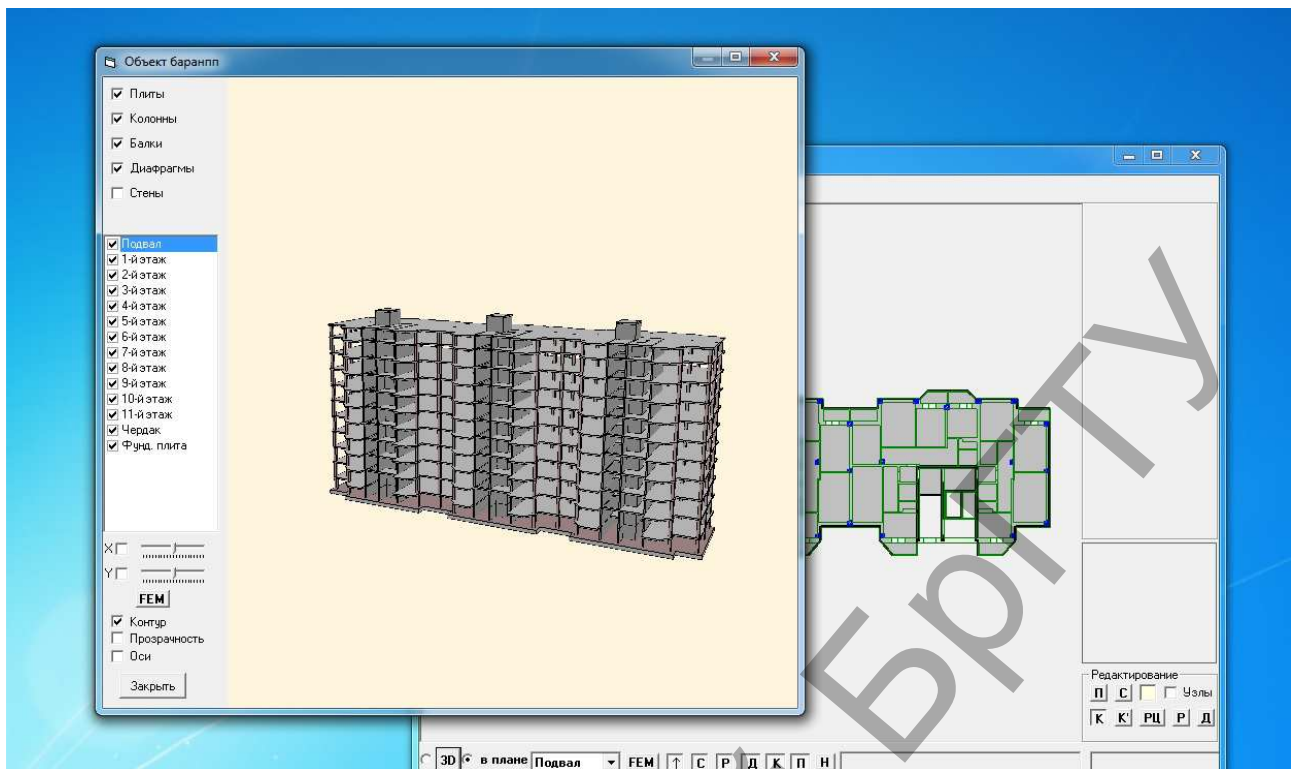


Рисунок 7 – Формирование КЭМ модели

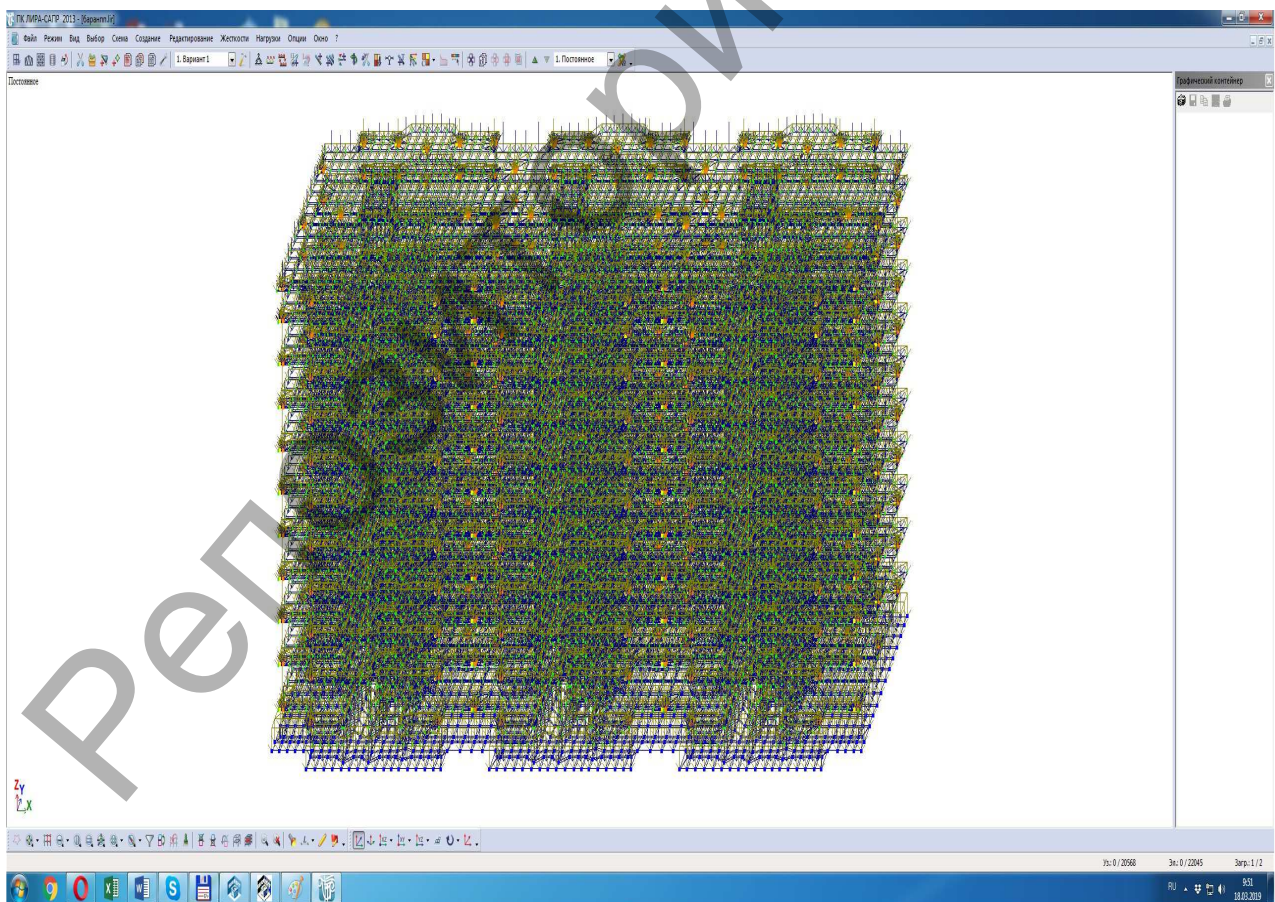


Рисунок 8 – Выполнение статического расчета и армирование элементов каркаса

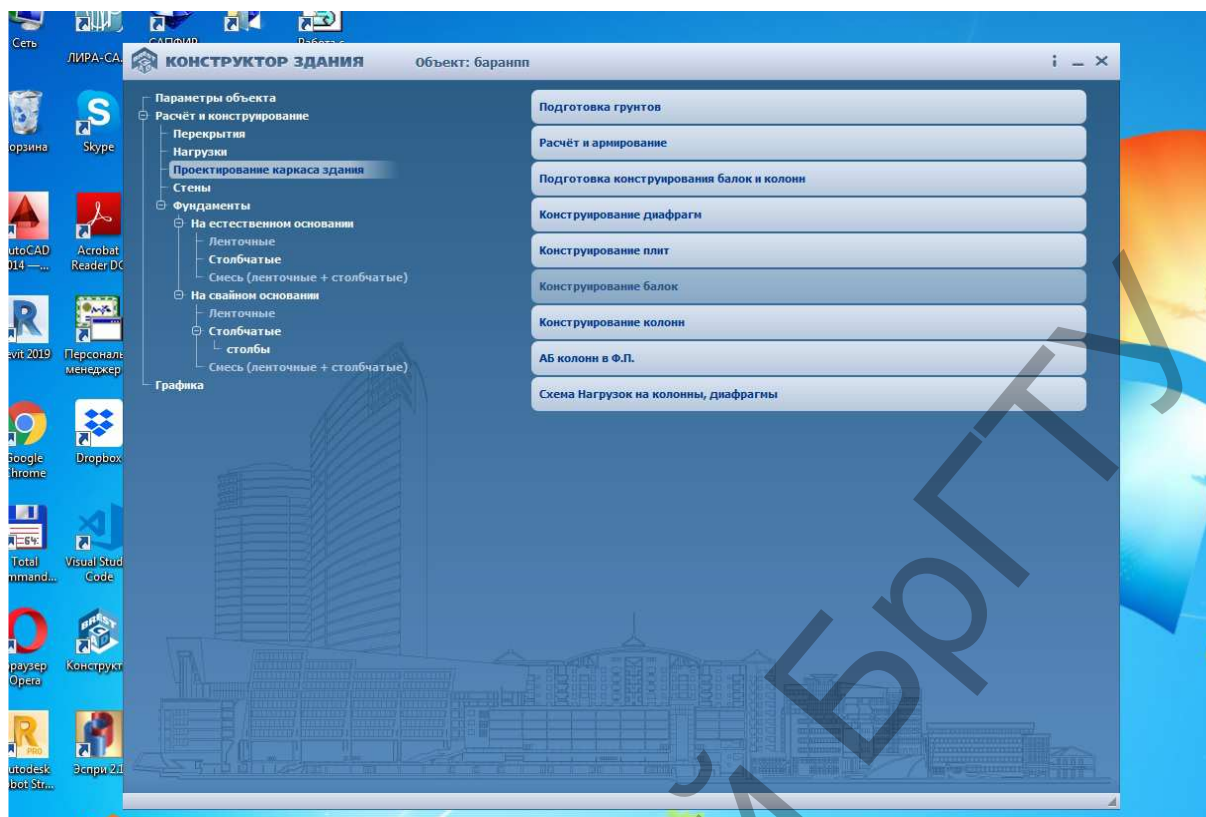


Рисунок 9 – Конструирование конструктивных элементов каркасного здания

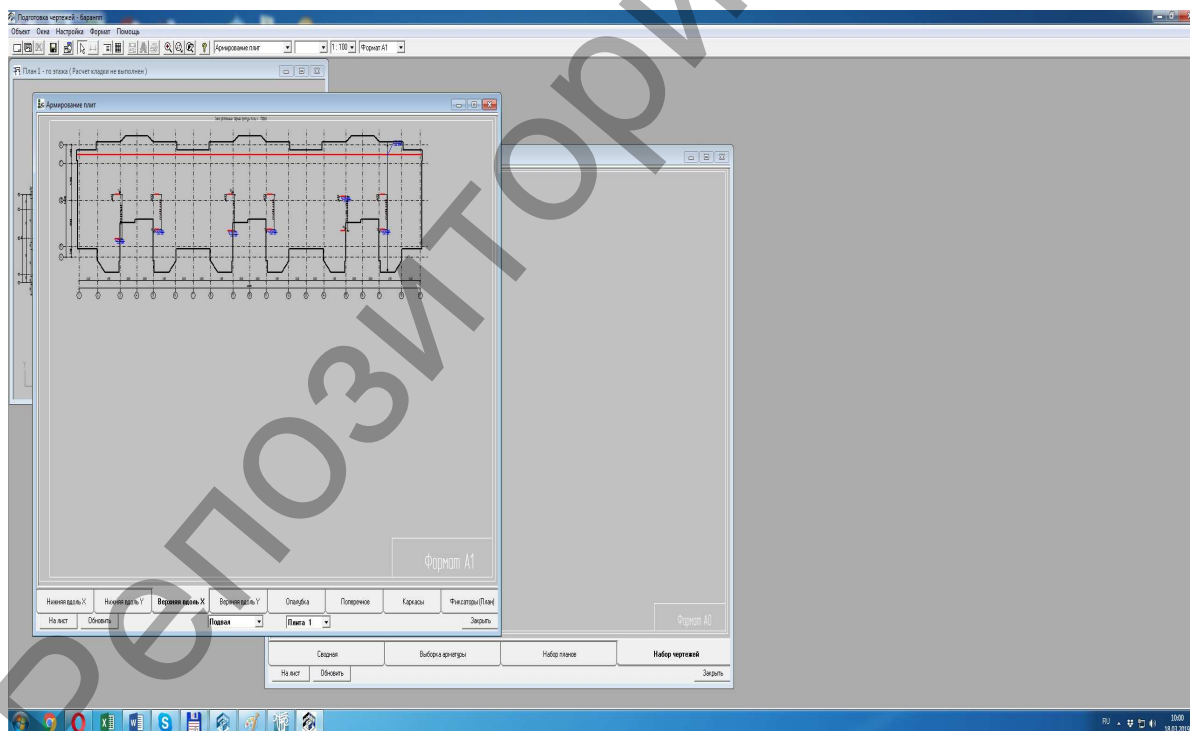


Рисунок 10 – Формирование чертежей КЖ и КЖи элементов каркаса

Наш адрес

224005 , Республика Беларусь, ул. К.Маркса, 33, оф.72, ОДО НПП “Брест-КАД”

Контакты

Сливка Д.Н. тел. 8-10-375-162-537280 , +375 29 7620000

Гончаров М.И. тел. 8-10-375-162-537692

СТАДИИ РАЗВИТИЯ И ОЦЕНКА КАЧЕСТВА BIM-ТЕХНОЛОГИЙ

Шалобыта Н. Н., Шалобыта Т. П., Шурин А. Б., Завадский В. В.

В настоящее время все более распространены технологии информационного моделирования, которые определяют совершенно новые подходы к инженерной деятельности. В их основе лежит понятие информационной модели отдельных или целых объектов, опирающейся на принципы 3D-моделирования, параметризации и автоматического создания документации для их полного жизненного цикла. Если во многих западных странах к настоящему времени технологии информационного моделирования стали уже неотъемлемой частью процесса инженерного проектирования, то в странах СНГ в целом, и в Республике Беларусь в частности, наблюдается заметное отставание в этой области. Тем не менее данные технологии в последние годы вызывают все больший интерес промышленности и поддержку государства.

Рассматривая информационное моделирование, необходимо выделить уже сложившиеся модели, применяемые как в промышленности (машиностроение, авиастроение и т. д.), так и в строительстве:

– **PLM** (сокр. от англ. *ProductLifecycleManagement*) – технология управления жизненным циклом изделий, представляющая организационно-техническую систему, обеспечивающую управление всей информацией об изделии и связанных с ним процессах на протяжении всего его жизненного цикла, начиная с проектирования и производства до снятия с эксплуатации;

– **BIM** (сокр. от англ. *BuildingInformationModeling* или *Building Information Model*) – информационное моделирование здания или информационная модель здания, включающая в себя совершенно новый подход к возведению, оснащению, обеспечению эксплуатации и ремонту здания (управлению жизненным циклом объекта), который предполагает сбор и комплексную обработку в процессе проектирования всей архитектурно-конструкторской, технологической, экономической и иной информации о здании со всеми ее взаимосвязями и зависимостями, когда здание и все, что имеет к нему отношение, рассматриваются как единый объект.

В основу PLM-технологий положены три основных принципа:

- разработка цифровой модели-прототипа изделия;
- моделирование процессов, связанных с его жизненным циклом – производством, эксплуатацией, обслуживанием, ремонтом и утилизацией;
- подбор ресурсов, вовлеченных в жизненный цикл продукта.

PLM-система – это сложный программный комплекс, состоящий из нескольких взаимосвязанных компонентов:

- PDM-система (*ProductDataManagement*) – система управления данными об изделии, предназначена для хранения и управления данными;
- CAD-система (*ComputerAidedDeesign*) – проектирование изделий;
- CAE-система (*Computer Aided Engineering*) – инженерные расчеты;
- CAPP-система (*Computer Aided Production Planning*) – разработка техпроцессов;

- САМ-система (Computer Aided Manufacturing) – разработка управляющих программ для станков с ЧПУ (числовое программное управление);
- МРМ-система (Manufacturing Process Management) – моделирование и анализ производства изделия.

Сегодня PLM – весьма зрелая технология, в ее рамках уже разработаны примеры лучших мировых практик, связанные с развитием процессов на предприятиях, особенно в организациях аэрокосмической, автомобильной, оборонной, энергетических отраслей, в области автоматизированного производства. Все большее признание PLM-системы получают в последнее время и на предприятиях стран СНГ. На рынке СНГ сегодня представлены разработки компаний IBM, DassaultSystemes, MSC Software, Microsoft, Intel, HetNet, Transcat PLM, LMS, Abaqus, TeSIS, BeePitron, Mebius, КОМПАС.

Появившаяся в 1975 г., изначально под другим именем, идея информационного моделирования зданий (BuildingInformationModeling, BIM) в результате эволюционного развития теории архитектурных САПР [1] как единая технология начала активно применяться примерно с 2000 г. благодаря широкому внедрению базовых принципов BIM в программном обеспечении ведущих разработчиков архитектурных систем, в первую очередь системы ArchiCAD.

Основа концепции BIM:

- трехмерное моделирование;
- автоматическое получение чертежей;
- интеллектуальная параметризация объектов;
- соответствующие объектам наборы проектных данных;
- распределение процесса строительства по временным этапам.

Недостатки использования BIM:

- направленность на архитектурные проблемы;
- потеря существующих рабочих практик при переходе на BIM;
- привязка процесса к единственному поставщику ПО;
- попытка включить в универсальную систему задачи, решаемые специальным ПО;
- трудоемкость создания BIM-модели и прочие технические проблемы.

PLM- и BIM-технологии, имея значительное сходство, тем не менее, во многом различны, особенно в степени сложности цифровых моделей. Однако в настоящее время появилась возможность интегрировать эти две системы в одну информационную модель через создание управляющих правил средствами ЕТО (EngineertoOrder) фирмы Autodesk, которая с недавних пор является единой для Inventor (для машиностроения) и Revit (для строительства).

Разработка стандартов и нормативных документов. Несмотря на то, что область применения технологий информационного моделирования неуклонно расширяется, стандартизация и нормотворчество значительно отстают от возможностей и нужд отрасли. В первую очередь это связано с необходимостью создания единого, методологически и терминологически согласованного комплекса документов, требующего широкомасштабных научных исследований. Одним из важных вопросов является разработка требований к геометрическим параметрам, уровням геометрической и атрибутивной проработки компонентов информационной модели, графическому отображению, визуализации, форматам и др.

С 2000 годов начали появляться первые национальные нормативные документы (Австралия, Великобритания, Гонконг, Дания, Испания, Нидерланды, Норвегия, Сингапур, США, Финляндия), регламентировавшие общие правила для процесса информационного моделирования зданий [1, 2, 3]. В результате обобщения многолетнего опыта применения САПР в строительстве стали создаваться международные стандарты. В настоящее время в International Standard Organization (ISO) имеются два технических комитета, которые имеют прямое отношение к BIM [1, 2]:

– **технический комитет ISO/TC 184** – Automation systems and integration (Системы промышленной автоматизации и интеграции), подкомитет ISC 4 – Industrial Data (Промышленные данные). В данном подкомитете на основе разработки IFC 4 международного консорциума buildingSMART создан стандарт ISO 16739:2018 Industry Foundation Classes (IFC) for data sharing in the construction and facility management industries, по сути являющийся стандартом на описание форматов обмена данными между BIM-системами;

– **технический комитет ISO/TC 59** – Buildings and civil engineering works (Строительство зданий), подкомитет SC 13 – Organization of information about construction works (Организация информации о строительных работах), который разработал к настоящему времени базовых 7 стандартов, направленных на управление проектированием и строительством зданий на основе BIM-моделей:

- ISO 12006-2:2001 Building construction – Organization of information about construction works – Part 2: Framework for classification of information.

- ISO 12006-3:2007 Building construction – Organization of information about construction works – Part 3: Framework for object-oriented information.

- ISO/TS 12911:2012 Framework for building information modelling (BIM) guidance.

- ISO 16354:2013 Guidelines for knowledge libraries and object libraries.

- ISO 22263:2008 Organization of information about construction works – Framework for management of project information.

- ISO 29481-1:2010 Building information modelling – Information delivery manual – Part 1: Methodology and format.

- ISO 29481-2:2012 Building information models – Information delivery manual – Part 2: Interaction framework.

Несмотря на разработку базовых международных документов многие стороны реальной работы, заложенной в основу методологии BIM, к настоящему времени только формируются, на практике применяются (если имеются) различные национальные стандарты, стандарты консорциума buildingSMART, а также стандарты де-факто отдельных фирм-разработчиков программного обеспечения [1, 2, 3, 4].

Для разработки модели оценки зрелости BIM авторы американского стандарта National BIM Standard (NBIMS) использовали метод ситуационного анализа [3]. В стандарте NBIMS вводится модель I-CMM [4], в соответствии с которой выделяется 11 критериев, по которым выполняется оценка процесса от проектирования, строительства до эксплуатации строительных объектов (таблица 1).

Таблица 1 – Весовые критерии оценки зрелости BIM [3, 4]

Показатель веса, %	Название	Описание
1	2	3
84	Data Richness (Полнота данных)	Определяет завершенность строительной информационной модели здания от отдельных несвязанных элементов данных до полного владения всей значимой информацией и знаниями об объекте в BIM-системе.
84	Life-cycle Views (Обзор жизненного цикла)	Обзор относится к фазам проекта и определяет, сколько фаз должно быть описано в BIM-системе. Можно начать с отдельных частей информации и затем начать связывать их вместе, используя информацию, собранную из официального источника. Категория позволяет значительно сократить затраты, основываясь на исключении дублирующихся данных. Цель – поддерживать функции, выходящие за рамки традиционных ролей управления объектами, таких как службы быстрого реагирования.
90	Roles Or Disciplines (Должностные обязанности)	Должностные функции или обязанности сотрудников определяют, каким образом они вовлечены в бизнес-процессы и как передается информация. Важно для снижения стоимости повторного сбора данных. Данный критерий оценивает отсутствие повторного создания информации, а также того, что источником официальных данных является их реальный создатель.
90	Change Management (Процесс управления изменениями)	Процесс управления изменениями определяет методологию, используемую для изменений бизнес-процессов, разработанных организацией. Если бизнес-процесс признан некорректным и нуждается в улучшении, проводится анализ первопричины проблемы, а затем корректируется бизнес-процесс на основе этого анализа. После перестройки необходимо проведение анализа проведенных изменений.
91	Business process (Бизнес-процесс (производительность))	Определяет, как увязаны бизнес-процессы с обработкой данных. Если данные собираются в рамках бизнес-процесса, то на сбор данных не требуется дополнительных затрат. Если сбор данных является отдельным процессом, то помимо дополнительных затрат данные будут скорее всего неточными. В идеале работа с BIM-данными должна стать частью бизнес-процесса, а изменение данных должно немедленно отражаться для остальных пользователей. Цель – собрать данные теоретическим и эмпирическим путем в реальном времени, для того, чтобы когда физические изменения сделаны, они отражались для доступа других в своей части бизнес-процесса.

Продолжение таблицы 1

1	2	3
91	Timeliness/Response (Своевременность/ответ)	Так как некоторая информация более статична, чем другая, то точность до минуты является необходимой в кризисных ситуациях. Чем точнее фактическое время, тем лучше принятые решения. Некоторые из этих решений могут спасти жизнь. Данный критерий оценивает скорость предоставления информации по запросам.
92	Delivery Method (Способ доступа)	Данный критерий позволяет оценить степень простоты получения доступа к данным. Если данные доступны только на одной машине, их распространение может осуществиться как по электронной почте, так и в печатном виде. В структурированном сетевом окружении информация хранится централизованно и доступна для раздачи всем пользователям сети. Если модель является сервис-ориентированной архитектурой в сети SOA (Service-Oriented Architecture), то информация будет доступна в контролируемой среде предназначенным сотрудникам. Информационная гарантия должна быть интегрирована во все фазы.
93	Graphical Information (Графическая информация)	Часто отправной пункт является не графической средой. Введение графики помогает нарисовать четкую картину для всех участников. По мере применения стандартов информация может начать поступать, так как поставщик и получатель должны иметь одни и те же стандарты. Так как 3D-изображения начинают действовать, больше получателей информации будут иметь общий взгляд и приобретут высокий уровень понимания. Поскольку время и стоимость добавляются, то интерфейсы могут быть значительно расширены. Данный критерий оценивает эффективность представления графической информации в виде чертежей.
94	Spatial Capability (Пространственные возможности)	Данный критерий оценивает возможности по интеграции с геоинформационными системами, что открывает для BIM-среды возможности по комплексной оценке зданий и сооружений в контексте обеспеченности инженерными коммуникациями, охраны окружающей среды, энергоэффективности и пр.
95	Information Accuracy (Точность информации)	Данный критерий определяет, насколько непротиворечива и правильна с математической точки зрения созданная модель здания и насколько устойчива модель при её изменении параметрически или структурно. Наличие математического аппарата позволяет улучшить управляемость модели, поддерживая трудные для вычисления метрики. Эти данные могут быть использованы для заполнения, сбора информации и общей инвентаризации.

Окончание таблицы 1

1	2	3
96	Interoperability/IFC Support (Совместимость/поддержка стандарта IFC)	Наша конечная цель – обеспечить совместимость информации. Получение точной информации для стороны, требующей информацию. Есть несколько способов добиться этого, однако наиболее эффективным является использование подхода, основанного на единых стандартах, чтобы гарантировать, что информация является формой, которой она может быть передана, и доступность программных продуктов, которые могут читать этот стандарт информации.

Каждый критерий в результате экспертной оценки получает уровень зрелости от 1 до 10, после чего полученный уровень умножается на весовой коэффициент (важность, представленную в процентах), а результат суммируется. Сумма весовых коэффициентов всех 11 критериев, представленных в модели, составляет 100%, поэтому получаемый итоговый результат лежит в диапазоне от 10 до 100 баллов, и в зависимости от этого результата и определяется итоговый уровень зрелости BIM [4]:

1. Уровень зрелости **Minimum BIM** требует не менее 50 баллов с 2009 г. (ранее был переходный период сертификации BIM, когда в 2008 г. требовалось для этого уровня набрать 40 баллов, а в 2007 г. — только 30 баллов).

2. Уровень зрелости **Certified** требует не менее 60 баллов.

3. Уровень зрелости **Silver** требует не менее 70 баллов.

4. Уровень зрелости **Gold** требует не менее 80 баллов.

5. Уровень зрелости **Premium** требует не менее 90 баллов.

Помимо I-CMM, в настоящее время в разных стандартах могут использоваться и иные методологии. В частности Succar B. [5] предложил уровни зрелости выделить в стадии развития BIM следующим образом:

1. **Pre-BIM** – плоские чертежи (рисунок 1а).

2. **BIM Stage 1: modelling** – моделирование отдельных объектов (рисунок 1б).

Примерно соответствует уровню зрелости Minimum BIM.

3. **BIM Stage 2: collaboration** – совместная работа в единой модели (рисунок 1в). Примерно соответствует уровню зрелости Silver.

4. **BIM Stage 3: integration** – сетевая интеграция всех данных (рисунок 1г). Примерно соответствует уровню зрелости Premium.

5. **IPD (иногда iBIM). Технология Integrated Project Delivery** представляет собой более высокий уровень информационного моделирования и управления проектами, выходящий за рамки отдельного здания (рисунок 1 д).

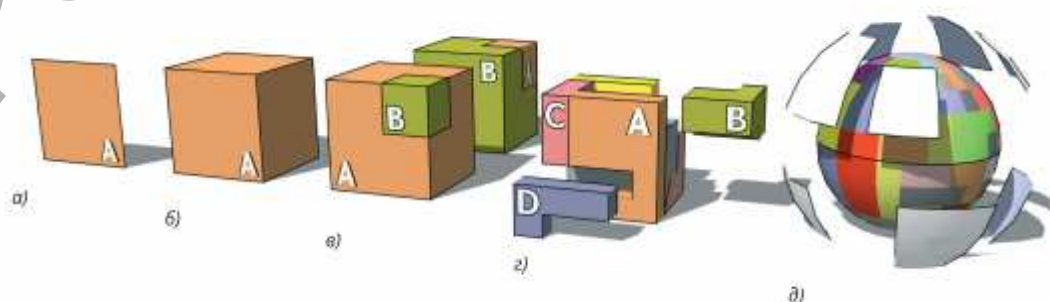


Рисунок 1 – Стадии развития BIM [5]

С 16 июня 2018 г. в Российской Федерации введен в действие Свод правил СП 328.1325800.2017 «Информационное моделирование в строительстве. Правила описания компонентов информационной модели», который содержит единые требования, правила и рекомендации по созданию компонентов, используемых для формирования информационных моделей объектов строительства. Несмотря на принятие отраслевой программы по разработке и внедрению информационных технологий комплексной автоматизации проектирования и поддержки жизненного цикла здания, сооружения на 2012 - 2015 годы, утвержденной постановлением Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 31 января 2012 г. № 4, а также подпунктов 3.1, 3.2 пункта 3, подпункта 4.1 пункта 4 квалификационных требований, установленных постановлением Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 2 мая 2014 г. № 25 "О некоторых вопросах аттестации юридических лиц и индивидуальных предпринимателей, осуществляющих отдельные виды архитектурной, градостроительной, строительной деятельности (их составляющие), выполнение работ по обследованию зданий и сооружений», приказ Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь № 29827 от октября 2014 г. «О применении BIM-технологий в строительстве», а так же приказ Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь № 70 от 16 марта 2018 г. «О внедрении технологии информационного моделирования», к сожалению, до настоящего времени не существует нормативных документов, регламентирующих основные требования по применению BIM в строительстве, кроме требований проектных и научно-исследовательских организаций для программных продуктов определенных производителей, ассоциирующих себя в качестве BIM.

Существует большое разнообразие программного обеспечения на проектном рынке строительной отрасли (ArchiCAD, MagiCAD, Tekla Structures, Revit, Allplan, Renga (АСКОН) и др.). Каждый из продуктов имеет свои плюсы и минусы и может быть адаптирован для обучения студентов конкретных специальностей. Поэтому выделить какой-либо наиболее универсальный BIM-инструмент достаточно сложно. Тем не менее очевидно, что наиболее развитые САПР имеют зарубежное происхождение, что снижает информационную безопасность в условиях современной мировой политической обстановки. Поэтому весьма важно создание отечественных BIM-инструментов, учитывающих особенности проектных организаций Республики Беларусь, а также BIM-решений для специальных проектных задач, в том числе с использованием имеющейся базы отечественных типовых решений, что позволит открыть широкие возможности для научных исследований в этой области.

Для активного продвижения BIM-технологий недостаточно иметь развитые САПР, необходимо наличие кадров, способных эффективно их использовать. В связи с этим актуальна разработка соответствующей системы повышения квалификации, а также подготовки специалистов в вузах. Необходимо понимать, что суть технологий информационного моделирования заключается не в использовании современных САПР. BIM-технологии – это совершенно новый подход к самому процессу проектирования. И несмотря на то, что переход к BIM-проектированию – это вопрос будущего, готовить специалистов в этой

области необходимо уже сегодня. Естественно, что в условиях отсутствия соответствующей нормативной базы подготовка новых образовательных стандартов затруднена, однако, необходимо внедрять в учебный процесс наиболее важные принципы и понятия новых технологий в проектировании, демонстрировать студентам потенциал современного программного обеспечения и эффективные способы его использования.

В заключение хочется отметить, что современные реалии в области информационного моделирования зданий и сооружений определяют большое число сложных задач и нерешенных вопросов, но вместе с тем открывают широкие возможности для новых научных исследований и достижений.

Список цитированных источников

1. Скворцов, А.В. BIM для автомобильных дорог: оценка зрелости технологии // САПР и ГИС автомобильных дорог. – 2014. – №2(3). – С. 12–21.
2. Скворцов, А.В. BIM для дорожной отрасли: что-то новое или мы этим уже занимаемся? // САПР и ГИС автомобильных дорог. – 2014. – №1(2). – С. 8–11.
3. Yin, R.K. Case study Research, Second Edition. – California: Sage Publications. 1994.
4. National Building Information Modelling Standard / National Institute of Building Sciences, buildingSMARTalliance. – 2007. – 182 p.
5. Succar, B. Building Information Modeling Framework: A Research and Delivery Foundation for Industry Stakeholders // Automation in Construction. – 2009. – Vol. 18 (3). – P. 357–375.

УДК 624.13

РАСЧЕТ СИСТЕМЫ ПЕРЕКРЕСТНЫХ БАЛОК НА ВИНКЛЕРОВСКОМ ОСНОВАНИИ МЕТОДОМ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПРИКЛАДНОГО ПАКЕТА «МАТЕМАТИСА»

Босаков С. В., Козунова О. В.

Введение. Широко распространённые ленточные фундаменты как фундаменты мелкого заложения под многоэтажные здания и сооружения на естественном грунтовом основании проектируются и моделируются в виде системы из перекрестных лент на различных моделях упругого основания. В этом случае система перекрестных лент заменяется на систему перекрестных балок на упругом основании, и последняя является расчетной моделью.

Методами расчета системы перекрестных балок занимались М.И. Горбунов-Посадов [1], И.А. Симвулиди [2], которые привели приближенное решение этой задачи. С.Д. Семенюк в своей диссертации [3] при расчете системы перекрестных балок на упругом четвертьпространстве использовал метод Ритца [4], где за совокупность координатных функций в основной системе способа Б.Н. Жемочкина [5] принят тринадцатичленный полином от функций двух переменных.

Метод перемещений для расчета балки на упругом основании предложил использовать Д.С. Пащевский [6]. Ниже метод перемещений в традиционной постановке без учета трения на контакте балки с основанием предлагается использовать для расчета системы перекрестных балок (или сетчатых плит по терминологии [2]) на основании Винклера.

В методе перемещений элементом основной системы является однопролетная балка [7] с различными опорными закреплениями. Для расчета рамы по методу перемещений в различных учебниках и справочниках составлены таблицы реактивных усилий в однопролетных балках от единичных смещений опор и внешней нагрузки.

В основной системе метода перемещений для системы перекрестных балок (а это тоже плоская рама) на упругом основании ее элементом также является горизонтальная однопролетная балка на основании Винклера с различными опорными закреплениями под действием вертикальной нагрузки. Поэтому в дальнейшем изложении рассматривается однопролетная балка на основании Винклера под действием единичных смещений опор и внешней нагрузки. Полученные таким образом реакции опор позволят составить таблицы для расчета системы перекрестных балок на упругом основании Винклера на вертикальную нагрузку.

Пример 1. Рассматривается однопролетная балка с защемленными концами на упругом основании Винклера с коэффициентом постели k . Правый конец этой балки получает единичное вертикальное перемещение (рис.1).

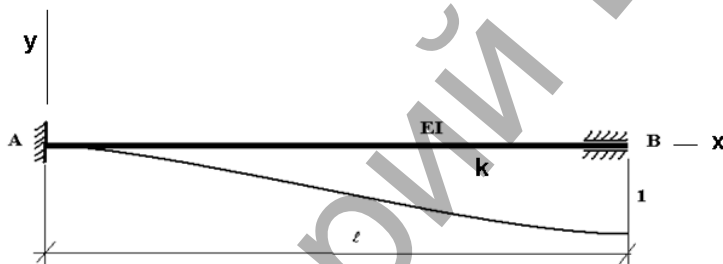


Рисунок 1 – Единичное смещение правой опоры однопролетной балки с двумя защемлениями на упругом основании Винклера с коэффициентом постели k

Решение дифференциального уравнения изгиба балки на основании Винклера [8]

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0, \quad (1)$$

с граничными кинематическими условиями (рис.1).

При

$$x = 0: y = y' = 0; \quad (2)$$

$$x = l: y = 1; y' = 0.$$

Решение дифференциального уравнения (1) известно из [9]

$$y(x) = C_1 \cos \lambda \frac{x}{l} + C_2 \sin \lambda \frac{x}{l} + C_3 \operatorname{ch} \lambda \frac{x}{l} + C_4 \operatorname{sh} \lambda \frac{x}{l}. \quad (4)$$

Выполняя граничные условия (2), находятся постоянные интегрирования C_i ($i = 1, \dots, 4$), а по ним - реакции опор.

После вычислений были получены следующие значения опорных реакций:

$$M_A = \frac{EI \lambda^2}{\ell^2} \frac{\cos \lambda - ch\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda}, \quad \lambda^4 = \frac{k \ell^4}{EI}; \quad M_B = \frac{EI \lambda^2}{\ell^2} \frac{\sin \lambda sh\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda}; \quad (5)$$

$$Q_A = \frac{EI \lambda^3}{\ell^3} \frac{\sin \lambda + sh\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda}; \quad Q_B = \frac{EI \lambda^3}{\ell^3} \frac{ch\lambda \sin \lambda + \cos \lambda sh\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda}.$$

Надо отметить, что величина параметра λ меняется в широких пределах и поэтому выражения (5) при некоторых значениях λ могут скачкообразно менять знак. В доказательство этому на рис. 2 приведен график изменения реактивного момента M_A при изменении параметра λ .

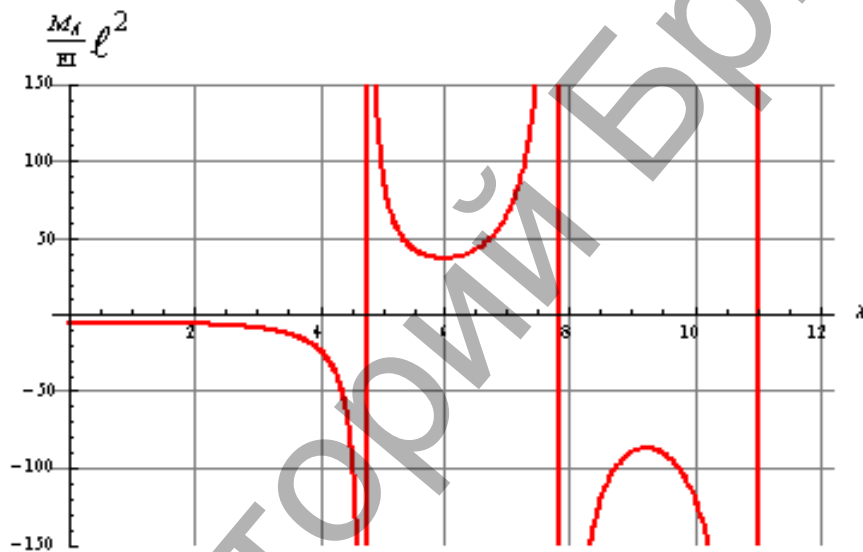


Рисунок 2 – Изменение реактивного момента в левом защемлении балки при изменении параметра λ

Выражения для изгибающих моментов и поперечных сил в рассматриваемой балке от единичного смещения правого защемления, необходимые для построения окончательных эпюр в системе перекрестных балок, имеют вид:

$$M(x) = -\frac{EI \lambda^2}{2\ell^2} \left[\begin{array}{l} \frac{\cos \lambda - ch\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda} \cos \lambda \frac{x}{\ell} + \frac{\cos \lambda - ch\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda} ch\lambda \frac{x}{\ell} + \\ \frac{\sin \lambda + sh\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda} \sin \lambda \frac{x}{\ell} + \frac{\sin \lambda + sh\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda} sh\lambda \frac{x}{\ell} \end{array} \right];$$

$$Q(x) = -\frac{EI \lambda^3}{2\ell^3} \left[\begin{array}{l} \frac{\cos \lambda - ch\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda} \sin \lambda \frac{x}{\ell} - \frac{\sin \lambda + sh\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda} \cos \lambda \frac{x}{\ell} - \\ \frac{\cos \lambda - ch\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda} sh\lambda \frac{x}{\ell} - \frac{\sin \lambda + sh\lambda}{1 - \cos \lambda ch\lambda} ch\lambda \frac{x}{\ell} \end{array} \right].$$

На рис. 3 приведен график изменения изгибающего момента по длине балки при $\lambda=10$. Как было отмечено выше, график имеет осциллирующий характер.

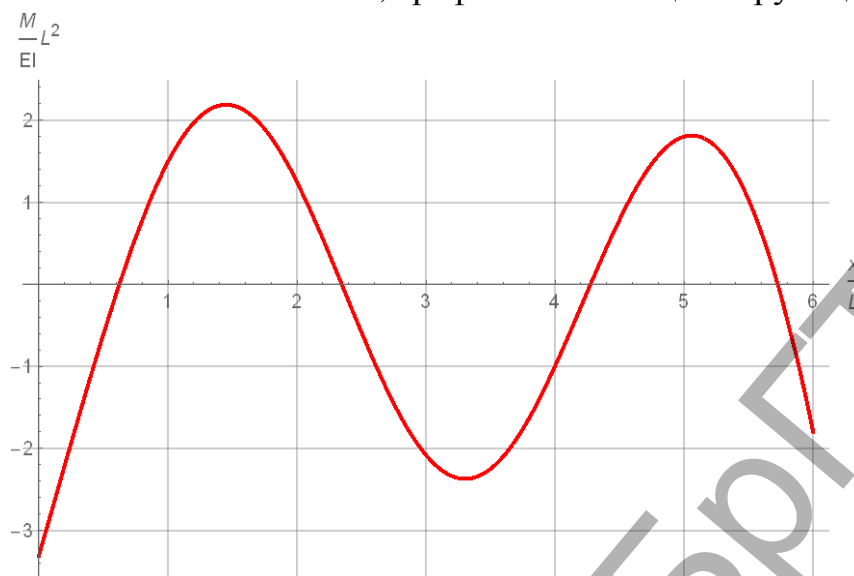


Рисунок 3 – Изменение изгибающего момента по длине балки при $\lambda=10$

Подобным образом определяются реакции от единичных перемещений однопролетных балок с иными граничными условиями. При определении реакций от внешних нагрузок в уравнение (1) добавляется слагаемое, зависящее от вида внешней нагрузки и в решении дифференциального уравнения (4) добавится частное решение, соответствующее виду внешней нагрузки. После выполнения граничных условий (2) определяются постоянные интегрирования и находятся реакции опор от внешней нагрузки.

Пример 2. Отдельного рассмотрения заслуживает изучение действия единичного угла поворота левого крайнего сечения относительно оси балки, что позволяет учесть действие крутящих моментов при определении коэффициентов канонических уравнений метода перемещений для системы перекрестных балок.

Как показано М.И. Горбуновым-Посадовым [1], при кручении распределение реактивных давлений под подошвой балки в сечении, перпендикулярном оси балки, можно принять по линейному закону (рис.4). В результате расчета требуется вычислить крутящий момент, необходимый для поворота левого сечения на единичный угол, и крутящий момент, возникающий при этом в правом защемлении.

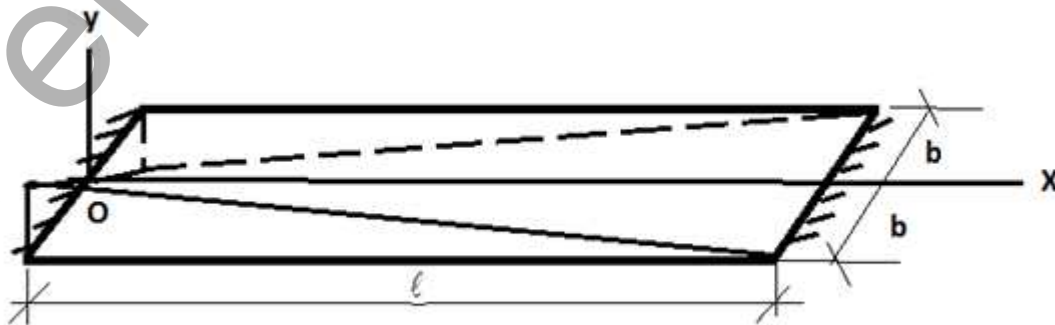


Рисунок 4 – Распределение реактивных давлений при кручении балки с подошвой прямоугольной формы на основании Винклера

Уравнение вертикальных перемещений точек подошвы скручиваемой балки можно задать в виде полинома

$$W(x, y) = C \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) \frac{y}{b} \quad (6)$$

Тогда энергия изгиба и кручения балки находим по формуле [4] как для пластинки размерами $2b \times \ell$ (см. рис.4):

$$U = \frac{D}{2} \int_0^\ell \int_{-b}^b \left[\left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right)^2 \right) \right] dx dy. \quad (7)$$

В формуле (7) D, ν – цилиндрическая жесткость пластинки и коэффициент Пуассона материала пластинки соответственно.

Энергия деформаций основания Винклера

$$A = \frac{k}{2} \int_0^\ell \int_{-b}^b W^2(x, y) dx dy. \quad (8)$$

Работа внешнего крутящего момента, приложенного на левом краю балки:

$$\Pi = -2D(1-\nu) \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \Big|_{x=0}. \quad (9)$$

Приравнивая производную от полной энергии $U + A + \Pi$ по неизвестному коэффициенту C нулю, находится C , а затем перемещения (6)

$$W(x, y) = \frac{9 b(1-\nu)}{\lambda^4 (3 + b^2 / \ell^2) + 2(1-\nu)} \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) \frac{y}{b}. \quad (10)$$

По (10) определяется распределение реактивных давлений под подошвой балки и затем из уравнений равновесия балки крутящий момент в правом защемлении (см. рис.4). В левом защемлении крутящий момент, вызывающий единичный угол поворота левого сечения, можно вычислить [9]:

$$r_{1,1} = \frac{GT}{\ell}, \quad (11)$$

где GT – крутильная жесткость поперечного сечения балки.

Пример 3. Рассматривается симметричная система перекрестных балок на основании Винклера (рис.5). Пусть на нее действует симметричная нагрузка. Тогда число неизвестных метода перемещений уменьшится до шести, а именно: 1,4,5,6 – линейные неизвестные (вертикальные перемещения), 2,3 – угловые неизвестные (углы поворота сечений во введенной заделке относительно осей X и Y соответственно).

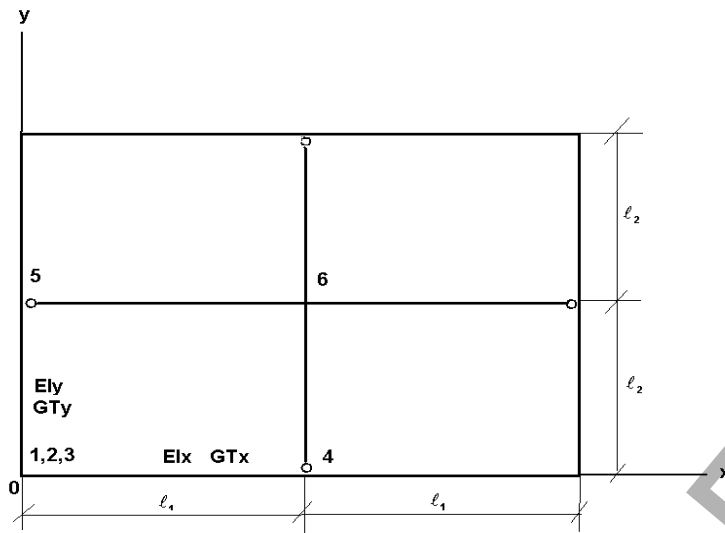


Рисунок 5 – Заданная система перекрестных балок на основании Винклера

Основная система метода перемещений образуется постановкой пространственного защемления и вертикальной связи в жесткие узлы и вертикальной связи в шарнирные. Строятся эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в основной системе от единичных угловых и линейных смещений каждого группового неизвестного метода перемещений по таблицам. Определяются коэффициенты при неизвестных и свободные члены системы линейных алгебраических уравнений (СЛАУ) метода перемещений. В результате решения СЛАУ находятся перемещения узлов системы, по которым известными методами строительной механики строятся окончательные эпюры поперечных сил и изгибающих моментов.

В примере 3 рассматриваются следующие исходные данные для системы из перекрестных балок на упругом основании Винклера (см. рис. 5):

- внешняя нагрузка в виде сосредоточенной силы $P = 1000 \text{ кН}$, приложенная к центральному узлу;
- геометрические параметры $l_1 = l_2 = 6 \text{ м}$; $b = 0,6 \text{ м}$;
- жесткости балок $EI_x = EI_y = 10000 \text{ кНм}^2$; $GT_x = GT_y = 1000 \text{ кНм}^2$;
- коэффициент постели упругого основания $k = 5000 \text{ кН} / \text{м}^2$;
- упругий параметр системы из перекрестных балок $\lambda_1 = \lambda_2 = 5.0454$.

Матрица коэффициентов r при неизвестных перемещениях и вектор внешних нагрузок R имеют вид:

$$r = \begin{bmatrix} 2341.4577 & 2128.1083 & 2128.1083 & -1870.4850 & -1870.4850 & 0 \\ 2128.1083 & 3422.9489 & 0 & 2242.5086 & 0 & 0 \\ 2128.1083 & 0 & 3422.9489 & 0 & 2242.5086 & 0 \\ -1870.4850 & 2242.5086 & 0 & 2182.6299 & 0 & -469.4557 \\ -1870.4850 & 0 & 2242.5086 & 0 & 2182.6299 & -469.4557 \\ 0 & 0 & 0 & -469.4557 & -469.4557 & 1222.4615 \end{bmatrix}$$

$$R^T = \{0, 0, 0, 0, 0, -1000\}$$

В результате решения системы линейных алгебраических уравнений (СЛАУ), матрица коэффициентов при неизвестных и вектор свободных членов,

которые приведены выше, получены вертикальные перемещения узлов, и углы поворота соответственно:

$$Z_1 = -0.0117 м; \quad Z_2 = Z_3 = 0.00692 рад; \quad Z_4 = Z_5 = 0.0005 м;$$

$$Z_6 = 0.08224 м$$

Выводы. В рассматриваемой работе предложен новый нетрадиционный математически несложный подход и приведена методика для расчета системы перекрестных балок на упругом основании Винклера на вертикальную нагрузку. Этот подход и методика основаны на классическом методе перемещений для расчета плоских рам на пространственную нагрузку, только в однопролетных балках при определении реакций от внешней нагрузки и единичных смещений учитываются реактивные давления, возникающие на контакте подошвы балки с основанием Винклера.

Численная реализация предлагаемой выше методики осуществлена через компьютерное моделирование системы перекрестных балок на упругом основании Винклера при ее расчете на вертикальную нагрузку с использованием прикладного пакета «МАТНЕМАТИСА».

Список цитированных источников

1. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – М.: Стройиздат, 1984. – 631 с.
2. Симвулиди, И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. – М.: Высшая школа, 1987. – 576 с.
3. Семенюк, С.Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно-деформируемом основании. – Могилев: БРУ, 2003. – 269 с.
4. Александров, А.В. Основы теории упругости и пластичности / А.В. Александров, В.Д. Потапов. – М.: Высшая школа, 1990. – 400 с.
5. Жемочкин, Б.Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом / Б.Н. Жемочкин, А.П. Сеницын. – М.: Стройиздат, 1962. – 262 с.
6. Пащевский, Д.П. Применение метода деформаций к расчету балки на упругом основании // Исследования по теории сооружений. – VI. – 1954. – С.249-256.
7. Ржаницын, Р.А. Строительная механика. – М.: Высшая школа, 1991. – 439с.
8. Александров, А.В. Сопроотивление материалов / А.В. Александров, В.Д. Потапов, Б.П. Державин. – М.: Высшая школа, 2000. – 560 с.
9. Тимошенко, С.П. Теория упругости / С.П. Тимошенко, Дж. Гудьер. – М.: ФМ, Наука, 1975. – 576 с.

УДК 624.014

УСТОЙЧИВОСТЬ ФОРМЫ СЕТЧАТЫХ КУПОЛОВ С ЖЁСТКИМИ УЗЛАМИ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАСПРЕДЕЛЁННОЙ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ

Глушко К. К., Драган А. В.

Введение. Сетчатые купола часто применяются при необходимости перекрытия больших пролётов. Основные преимущества таких конструкций – низкая материалоемкость, архитектурная выразительность и высокая жёсткость. В то же время особенностью статической работы под нагрузкой таких конст-

рукций является геометрически нелинейный процесс деформирования, что вызывает сложность расчёта таких конструкций и проверки отдельных видов их устойчивости. Один из видов потери устойчивости формы однослойных сетчатых куполов проявляется в виде продавливания к центру кривизны описанной сферы их узлов. Решение задачи потери устойчивости формы этих конструкций покрытий, проявляющейся в «прощёлкивании» их узлов при действии сосредоточенной узловой нагрузки, приведено в работах [1, 2, 5].

При проектировании светопрозрачных покрытий в виде однослойных сетчатых куполов устройство кровли часто принимается беспрогонным. Существует довольно немногочисленное количество работ, посвящённых потере устойчивости сетчатых куполов с жёсткими узлами, нагрузка на стержни которых принята распределённой.

Основная часть. Нагрузка однослойного сетчатого купола с треугольной стержневой сетью может быть представлена распределённой по треугольному закону с максимальным значением в середине стержня. Максимальное значение распределённой нагрузки находится на середине стержня. На рисунке 1 представлен план однослойного сетчатого купола.

Изменение внутренних усилий в стержнях описывается при помощи аналитических зависимостей от перемещений узлов однослойных сетчатых куполов, величины которых полагаются переменными. Для определения необходимого и достаточного для точного решения рассматриваемой задачи количества переменных величин перемещений узлов ярусов произведено сравнение процессов деформирования верхних стержневых многогранников в составе трёхъярусного и двухъярусного однослойных сетчатых куполов с целью сопоставления величины внешней нагрузки, определённой в виде суммы вертикальных проекций внутренних сил в стержнях.

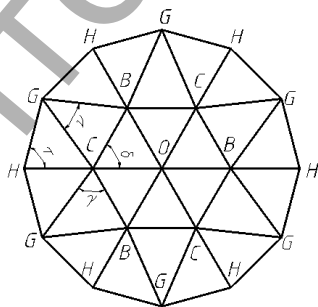


Рисунок 1 – План двухъярусного однослойного сетчатого купола

На этом этапе наличие начальных геометрических несовершенств формы и влияние продольно-поперечного изгиба в стержнях не учитывалось. Опорный контур трёхъярусного однослойного сетчатого купола закреплён шарнирно-подвижно. В пределах рассмотренных сетчатых куполов величина внешней распределённой по площади нагрузки полагалась постоянной. Величина равнодействующей внешней нагрузки при этом принимается равной вертикальным проекциям внутренних усилий в стержнях.

При определении внутренних усилий в стержнях в радиальных плоскостях от перемещений узлов рассматриваемых однослойных сетчатых куполов использованы следующие допущения:

1) внешняя распределённая нагрузка действует вертикально;
 2) стержни кольцевых направлений расположены горизонтально, длины стержней могут быть приняты одинаковыми, изгибные жёсткости стержней одинаковы;

3) рассматривается линейно-упругое деформирование стержней;

4) рассматривается плоская форма изгиба стержня в силу симметрии задачи;

5) влиянием податливостей и размерами узловых элементов можно пренебречь.

Необходимо рассмотреть фрагмент однослойного сетчатого купола, находящийся в секторе симметрии. На рисунке 2 показан рассматриваемый фрагмент и верхний стержневой многогранник с обозначением грузовых площадей на стержни.

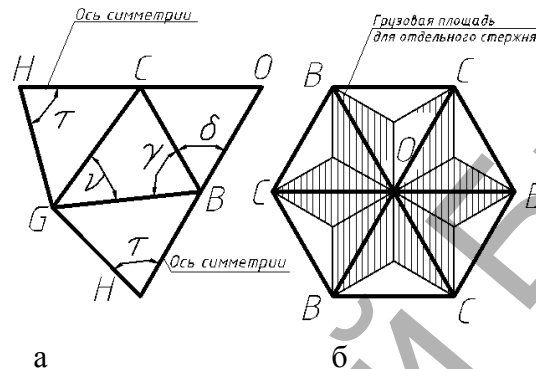


Рисунок 2 – Фрагмент однослойного сетчатого купола (а) и определение грузовых площадей (б)

Принимая малость углов наклона стержней радиальных направлений к горизонтальной плоскости, можно принять в свою очередь, что угол отклонения радиус-вектора, проведённого из центра описанной вокруг сетчатого купола сферы, будет также мал. Таким образом величины внутренних усилий можно проецировать на горизонтальные и вертикальные оси. Вертикальная ось в этом случае будет совпадать с направлением радиус-вектора, проведённого из центра описанной сферы к верхнему узлу сетчатого купола.

С учётом знаков уравнения равновесия типа O и $C(B)$ может быть записано в следующем виде:

$$6(N_{oc}\beta \cdot (1 - \chi) - V_{oc}) = 0; \quad (1)$$

$$(N_{ch} + 2N_{cg}) \cdot 3\beta m \cdot (1 - \eta) - N_{oc}\beta(1 - \chi) + V_{oc} - V_{ch} - 2V_{cg} = 0, \quad (2)$$

где N – величина осевой силы, V – величина поперечной силы в рассматриваемом стержне, β – угол наклона стержней верхнего стержневого многогранника к горизонтальной плоскости, χ , η – параметры перемещений узлов, численно равные отношению перемещения верхнего конца стержня относительно нижнего к полной высоте яруса, m – коэффициент, позволяющий учитывать несовершенство формы осесимметричного характера однослойного сетчатого купола.

Для составления уравнений равновесия (1) и (2) необходимо определить зависимости, по которым изменяются внутренние усилия в стержнях. Для определения величин поперечных сил в стержнях необходимо рассмотреть изменение изгибающих моментов от перемещений узлов. На рисунке 3 показаны эпюры изгибающих моментов в характерных стержнях OC , CB , CH , GH .

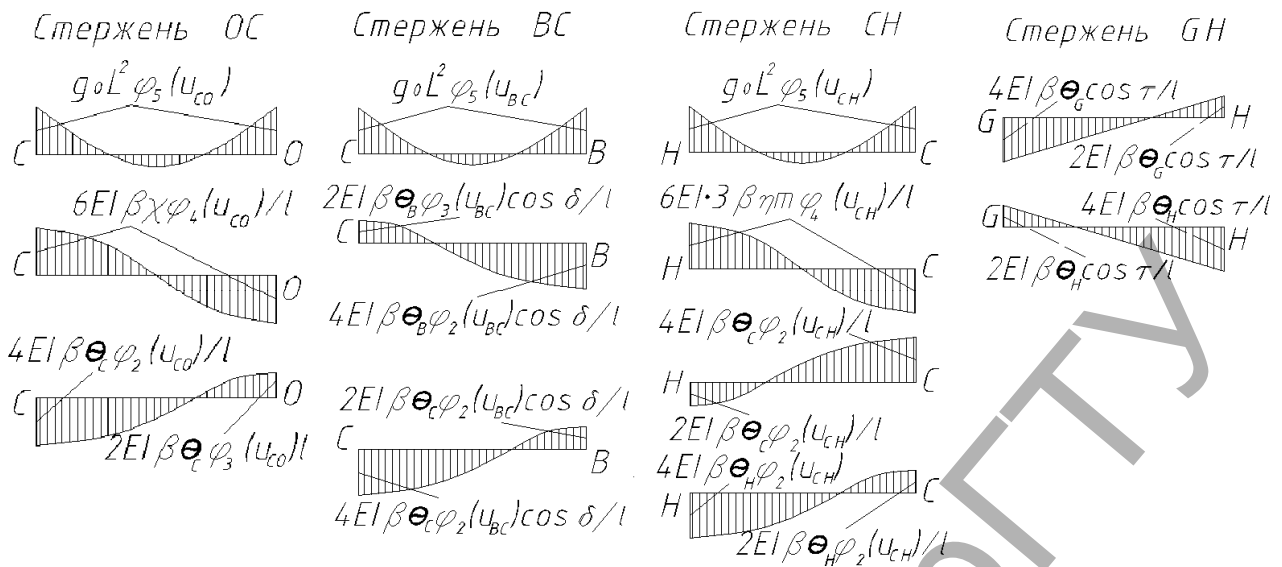


Рисунок 3 – Эпюры изгибающих моментов в стержнях двухъярусного сетчатого купола

Для определения величин изгибающих моментов на концах рассматриваемых стержней следует составить сумму моментов от отдельных видов деформаций:

$$\Sigma M_O^{OC} = -g_0 l^2 \varphi_5(u_{OC}) + 6 \frac{EI}{l} \varphi_4(u_{OC}) \beta \chi - 2 \frac{EI}{l} \varphi_3(u_{OC}) \beta \cdot \Theta_C; \quad (3)$$

$$\Sigma M_C^{OC} = -g_0 l^2 \varphi_5(u_{OC}) - 6 \frac{EI}{l} \varphi_4(u_{OC}) \beta \chi + 4 \frac{EI}{l} \varphi_2(u_{OC}) \beta \cdot \Theta_C; \quad (4)$$

$$\Sigma M_C^{BC} = -g_0 l^2 \varphi_5(u_{BC}) + 2 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_C \cos \delta \cdot (2\varphi_2(u_{BC}) - \varphi_3(u_{BC})); \quad (5)$$

$$\Sigma M_C^{CH} = -g_0 l^2 \varphi_5(u_{CH}) + 18 \frac{EI}{l} \beta \eta \varphi_4(u_{CH}) - 4 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_C \varphi_2(u_{CH}) - 2 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_H \varphi_3(u_{CH}); \quad (6)$$

$$\Sigma M_H^{CH} = -g_0 l^2 \varphi_5(u_{CH}) - 18 \frac{EI}{l} \beta \eta \varphi_4(u_{CH}) + 2 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_C \varphi_3(u_{CH}) + 4 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_H \varphi_2(u_{CH}); \quad (7)$$

$$\Sigma M_C^{CG} = -g_0 l^2 \varphi_5(u_{CG}) + 18 \frac{EI}{l} \beta \eta \varphi_4(u_{CG}) - 4 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_C \cos \gamma \varphi_2(u_{CG}) - 2 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_G \cos 0.5\nu \varphi_3(u_{CG}); \quad (8)$$

$$\Sigma M_G^{CG} = -g_0 l^2 \varphi_5(u_{CG}) - 18 \frac{EI}{l} \beta \eta \varphi_4(u_{CG}) + 2 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_C \cos \gamma \varphi_3(u_{CG}) + 4 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_G \cos 0.5\nu \varphi_2(u_{CG}); \quad (9)$$

$$\Sigma M_H^{GH} = -\frac{g_0 l^2}{20} + 4 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_H \cos \tau - 2 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_G \cos \tau; \quad (10)$$

$$\Sigma M_G^{GH} = -\frac{g_0 l^2}{20} - 2 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_H \cos \tau + 4 \frac{EI}{l} \beta \cdot \Theta_G \cos \tau, \quad (11)$$

где $\varphi_2(u)$, $\varphi_3(u)$, $\varphi_4(u)$, $\varphi_5(u)$, $\eta_2(u)$ – функции параметра осевой силы, учитывающие её влияние на величины изгибных деформаций стержней, поскольку эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в стержнях имеют криволинейное очертание [3, 4]; Θ – параметр угла поворота узла, численно равный отношению абсолютной величины угла поворота к углу β .

Функция параметра осевой силы $\varphi_5(u)$ получена для действия нагрузки на стержень, распределённой по длине по закону параболы, площадь которой равна площади нагрузки, распределённой по треугольному закону. Такое представление является несколько приближённым, но погрешность такой записи при вычислении внутренних усилий не выходит за пределы вычислительной погрешности. Функция $\varphi_5(u)$ может быть представлена в виде следующего выражения:

$$\varphi_5 = \frac{1}{u^3} \left(\frac{6}{u} - \frac{u^2 + 12}{4tg0,5u} \right). \quad (12)$$

С учётом принятого правила знаков для определения изгибающих моментов в стержнях можно составить уравнения равновесия узлов H и G :

$$\Sigma M_H^{CH} + 2 \cos \tau \cdot \Sigma M_H^{GH} = 0; \quad (13)$$

$$2 \cos 0,5\nu \cdot \Sigma M_G^{CG} + 2 \cos \tau \cdot \Sigma M_G^{GH} = 0. \quad (14)$$

Из выражений (13) и (14) можно составить систему линейных алгебраических уравнений относительно параметров углов поворота узлов Θ_H и Θ_G , которые можно представить в виде следующих выражений:

$$\Theta_H = A_H \Theta_C + m\eta \cdot B_H + \frac{g_0 l^3}{\beta \cdot EI} G_H; \quad (15)$$

$$\Theta_G = A_G \Theta_C + m\eta \cdot B_G + \frac{g_0 l^3}{\beta \cdot EI} G_G, \quad (16)$$

где $A_H, A_G, B_H, B_G, G_H, G_G$ являются функциями параметра осевой силы:

$$A_H = - \frac{\cos^2 \tau (\varphi_3(u_{CG}) \cos(\gamma) \cos(0,5\nu) + \varphi_3(u_{CH})) + \varphi_2(u_{CG}) \varphi_3(u_{CH}) \cos^2(0,5\nu)}{Z_H}; \quad (17)$$

$$B_H = 9 \frac{\cos^2 \tau (\varphi_4(u_{CG}) \cos 0,5\nu + \varphi_4(u_{CH})) + \varphi_2(u_{CG}) \varphi_4(u_{CH}) \cos^2 0,5\nu}{Z_H}; \quad (18)$$

$$A_G = - \frac{\cos^2 \tau (4\varphi_3(u_{CG}) \cos \gamma \cdot \cos 0,5\nu + \varphi_3(u_{CH})) - 2\varphi_2(u_{CH}) \varphi_3(u_{CG}) \cos 0,5\nu \cdot \cos \gamma}{Z_G}; \quad (19)$$

$$B_G = 9 \frac{\cos^2 \tau (4\varphi_4(u_{CG}) \cos 0,5\nu + \varphi_4(u_{CH})) + 2\varphi_2(u_{CH}) \varphi_4(u_{CG}) \cos 0,5\nu}{Z_G}; \quad (20)$$

$$G_H = \frac{1}{40} \frac{\cos^2 \tau (3 \cos \tau + 20(\varphi_5(u_{CG}) \cos(0,5\nu) + \varphi_5(u_{CH}))) + 2\varphi_2(u_{CG}) \cos^2(0,5\nu) (\cos(\tau) + 10\varphi_5(u_{CH}))}{Z_H}; \quad (21)$$

$$G_G = \frac{1}{40} \frac{\cos \tau (\cos \tau (3 \cos \tau + 10\varphi_5(u_{CH})) + \varphi_2(u_{CH})) + 20 \cos(0,5\nu) \varphi_5(u_{CG}) (\varphi_2(u_{CH}) + 2 \cos^2 \tau)}{Z_H}, \quad (22)$$

где знаменатели Z_H и Z_G являются следующими выражениями:

$$Z_H = \cos^2 \tau (4\varphi_2(u_{CG})\cos^2(0,5\nu) + 2\varphi_2(u_{CH}) + 3\cos^2(\tau)) + 2\varphi_2(u_{CG})\varphi_2(u_{CH})\cos^2(0,5\nu); \quad (23)$$

$$Z_G = 2Z_H. \quad (24)$$

Из условия равновесия изгибающих моментов в узлах типа $C(B)$ можно определить параметр их углов поворота:

$$\Theta_C = \Phi_\chi \cdot \chi + \Phi_\eta \cdot m\eta + \frac{g_0 l^3}{\beta EI} \Phi_g, \quad (25)$$

где

$$\Phi_\chi = \frac{3\varphi_4(u_{OC})}{Z_\Phi}; \quad (26)$$

$$\Phi_\eta = \frac{9(\varphi_4(u_{CH}) + 2\varphi_4(u_{CG})\cos\gamma) - B_H\varphi_3(u_{CH}) - 2B_G\varphi_3(u_{CG})\cos 0,5\nu \cos\gamma}{Z_\Phi}; \quad (27)$$

$$\begin{aligned} \Phi_g = & \frac{\varphi_5(u_{CH}) - \varphi_5(u_{OC}) + 2\varphi_5(u_{CG})\cos\gamma}{2Z_\Phi} + \\ & + \frac{2G_H\varphi_3(u_{CH}) - 2\varphi_5(u_{BC})\cos\delta + 4G_g\varphi_3(u_{CG})\cos 0,5\nu \cos\lambda}{2Z_\Phi}; \end{aligned} \quad (28)$$

$$\begin{aligned} Z_\Phi = & 2(\varphi_2(u_{CH}) + \varphi_2(u_{OC}) + 2\varphi_2(u_{BC})\cos^2\delta - \varphi_3(u_{BC})\cos^2\delta + 2\varphi_2(u_{CG})) + \\ & + 2A_G\varphi_3(u_{CG})\cos 0,5\nu \cdot \cos\gamma + A_H\varphi_3(u_{CH}). \end{aligned} \quad (29)$$

Зависимости для определения поперечных сил в стержнях можно записать в следующем виде:

$$\bar{V}_C^{OC} = \frac{V_C^{OC}}{\beta^3 EA} = -\frac{12}{n^2} \cdot \eta_2(u_{CO})\chi + \frac{6}{n^2} \varphi_4(u_{CO})\Theta_C - \frac{q_0 l}{4\beta^3 EA}; \quad (30)$$

$$\bar{V}_B^{BC} = \frac{V_C^{BC}}{\beta^3 EA} = -\frac{q_0 l}{4\beta^3 EA}; \quad (31)$$

$$\bar{V}_C^{CH} = \frac{V_C^{CH}}{\beta^3 EA} = -\frac{12}{n^2} \cdot \eta_2(u_{CH}) \cdot 3m\eta + \frac{6}{n^2} \varphi_4(u_{CH})(\Theta_C + \Theta_H) - \frac{q_0 l}{4\beta^3 EA}; \quad (32)$$

$$\bar{V}_C^{CG} = \frac{V_C^{CG}}{\beta^3 EA} = -\frac{12}{n^2} \cdot \eta_2(u_{CG}) \cdot 3m\eta + \frac{6}{n^2} \varphi_4(u_{CG})(\Theta_C \cos\gamma + \Theta_H \cos 0,5\nu) - \frac{q_0 l}{4\beta^3 EA}, \quad (33)$$

где \bar{V} – безразмерный параметр поперечной силы в рассматриваемом стержне; V – поперечная сила в стержне; EA – жёсткость стержня на растяжение и сжатие.

Параметр n связывает геометрические характеристики выбранного сечения и геометрические характеристики стержневой системы, определённый как эквивалентная гибкость сетчатого купола, вычисляемая по формуле:

$$n = \sqrt{\frac{l^2 \beta^2 EA}{EI}} = \frac{\beta \cdot l}{i} = \frac{\Delta_1}{i}, \quad (34)$$

где Δ_1 – стрела подъёма стержневого многогранника; EI и i – изгибная жёсткость стержня и радиус инерции поперечного сечения стержней купола в радиальной плоскости соответственно.

Величины безразмерных параметров осевых сил можно определить из уравнений равновесия узлов в горизонтальном направлении, рассматривая их перемещение в горизонтальной плоскости. При этом принимается, что горизонтальные проекции поперечных сил малы по сравнению с горизонтальными проекциями осевых сил.

$$\bar{\varepsilon}_{OC} = \frac{N_{OC}}{\beta^2 EA} = \chi(1 - 0,5\chi) + 0,5 \cdot \bar{\varepsilon}_{BC} \sec \delta; \quad (35)$$

$$\bar{\varepsilon}_{CH} = \frac{N_{CH}}{\beta^2 EA} = \frac{4 \cos^2 \tau}{1 + 4 \cos^2 \tau} (9\eta m^2 (1 - 0,5\eta) - 0,5 \bar{\varepsilon}_{BC} \sec \delta); \quad (36)$$

$$\bar{\varepsilon}_{CG} = \frac{N_{CG}}{\beta^2 EA} = 0,5 \cdot \bar{\varepsilon}_{CH} \sec 0,5\nu; \quad (37)$$

$$\begin{aligned} \bar{\varepsilon}_{BC} = \frac{N_{BC}}{\beta^2 EA} = & 2 \cos \delta \frac{36m^2 \eta (1 - 0,5\eta) \cos^2 \tau (1 + \cos \gamma \cdot \sec 0,5\nu)}{(1 + 4 \cos^2 \tau)(1 + 4 \cos^2 \delta) + 4 \cos^2 \tau (1 + \cos \gamma \cdot \sec 0,5\nu)} - \\ & - 2 \cos \delta \frac{\chi(1 - 0,5\chi)(1 + 4 \cos^2 \tau)}{(1 + 4 \cos^2 \tau)(1 + 4 \cos^2 \delta) + 4 \cos^2 \tau (1 + \cos \gamma \cdot \sec 0,5\nu)}. \end{aligned} \quad (38)$$

Параметр u здесь для каждого из стержней может быть записан в виде следующего равенства:

$$u = l \sqrt{\frac{N}{EI}} = \sqrt{\frac{\varepsilon \beta^2 l^2 EA}{EI}} = n \sqrt{\varepsilon}. \quad (39)$$

Разделив уравнения равновесия узлов на вертикальную ось (1) и (2) на $\beta^3 EA$, составив вертикальные проекции осевых сил на вертикальную ось, можно получить следующие выражения:

$$6(\bar{\varepsilon}_{OC}(1 - \chi) - \bar{V}_{OC}) = 0; \quad (40)$$

$$3m \cdot (\bar{\varepsilon}_{CH} + 2\bar{\varepsilon}_{CG})(1 - \eta) - \bar{\varepsilon}_{OC}(1 - \chi) + \bar{V}_{OC} - \bar{V}_{CH} - 2\bar{V}_{CG} = 0. \quad (41)$$

Выражения (39) и (40) содержат величину распределённой нагрузки, входящую в состав выражений параметров поперечных сил и параметров углов поворота узлов. Соотнося величины распределённых нагрузок на стержни, выраженные из уравнений (40) и (41) и стоящих по одну сторону знака равенства, можно соотнести и другие части этих уравнений, стоящих по другую сторону знака равенства:

$$\frac{3m(\bar{\varepsilon}_{CH} + 2\bar{\varepsilon}_{CG})(1 - \eta) - \bar{\varepsilon}_{OC}(1 - \chi) + \bar{Q}_{OC} - \bar{Q}_{CH} - 2\bar{Q}_{CG} - \Omega}{6(\bar{\varepsilon}_{OC}(1 - \chi) - \bar{Q}_{OC})} = 0, \quad (42)$$

где

$$\Omega = \frac{1 + 4\Phi_g (2 \cos \gamma + 2 \cos 0,5\nu \cdot A_G + A_H) - G_G (G_H - 8 \cos 0,5\nu)}{1 - 24\Phi_g}; \quad (43)$$

$$\bar{Q}_C^{OC} = -\frac{12}{n^2} \cdot \eta_2(u_{CO}) \chi + \frac{6}{n^2} \varphi_4(u_{CO}) \Psi_C; \quad (44)$$

$$\bar{Q}_C^{CH} = -\frac{12}{n^2} \cdot \eta_2(u_{CH}) \cdot 3m\eta + \frac{6}{n^2} \varphi_4(u_{CH}) (\Psi_C + \Psi_H); \quad (45)$$

$$\bar{Q}_C^{CG} = -\frac{12}{n^2} \cdot \eta_2(u_{CG}) \cdot 3m\eta + \frac{6}{n^2} \varphi_4(u_{CG}) (\Psi_C \cos \gamma + \Psi_H \cos 0,5\nu); \quad (46)$$

$$\Psi_H = A_H \Psi_C + m\eta \cdot B_H; \quad (47)$$

$$\Psi_G = A_G \Psi_C + m\eta \cdot B_G, \quad (48)$$

$$\Psi_C = \Phi_\chi \cdot \chi + \Phi_\eta \cdot m\eta. \quad (49)$$

Задаваясь величиной эквивалентной гибкости n , параметром перемещения верхнего стержневого многогранника χ , можно определить параметр перемещения узлов второго яруса η . Подставляя полученные значения в выражение, связывающее параметр распределённой нагрузки и параметры перемещений узлов и величину эквивалентной гибкости, можно вычислить его величину для каждого из полученных параметров:

$$R_0 = \frac{g_0 l}{2\beta^3 EA} = \frac{q_0 \sqrt{3} l^2}{6\beta^3 EA} = \frac{2(\bar{\varepsilon}_{OC}(1-\chi) - \bar{Q}_{OC})}{1 - 24\Phi_g}, \quad (50)$$

где q – нагрузка, распределённая по площади поверхности купола.

Величина R_0 в выражении (50) является безразмерным параметром равнодействующей распределённой нагрузки по длине стержня.

Полученные для различных величин квадратов эквивалентной гибкости n для разных величин коэффициента m , учитывающего начальные несовершенства формы осесимметричного характера, величины верхних критических нагрузок можно представить в виде диаграммы, представленной на рисунке 4.

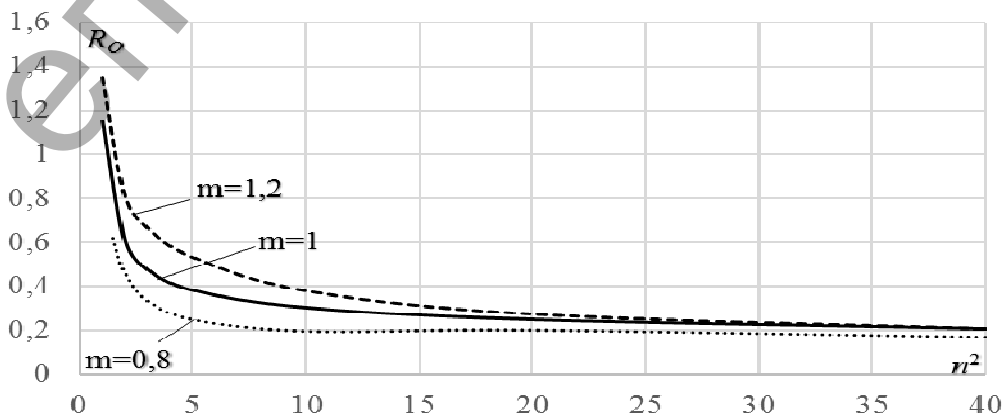


Рисунок 4 – Диаграммы изменения верхних критических нагрузок

Критерием устойчивости сетчатого купола, проявляющейся в «прощёлкивании» его узлов к центру кривизны описанной поверхности, является следующее неравенство:

$$R_o > \frac{q\sqrt{3}l^2}{6\beta^3 EA}, \quad (51)$$

где q – величина приложенной распределённой по площади нагрузки.

Для проверки устойчивости формы сетчатого купола на основе исходных данных необходимо определить величину эквивалентной гибкости исследуемого стержневого многогранника n и его форму в плане длины его стержней. При проверке устойчивости формы существующего сетчатого купола, форма которого известна, необходимо определить также коэффициент, учитывающий начальное геометрическое несовершенство формы стержневого многогранника m , в случае проверки устойчивости формы проектируемого сооружения $m=1$. Используя критерий устойчивого состояния в виде неравенства (51), произвести сравнение вычисленного безразмерного параметра распределённой нагрузки с его критическим значением.

Выводы. Полученные зависимости, описывающие характер деформирования стержневых многогранников, образующих однослойные сетчатые купола, позволяют учитывать их геометрически нелинейное деформирование, продольно-поперечный изгиб в стержнях и начальные геометрические несовершенства формы осесимметричного характера, что даёт возможность наиболее точно вычислить величину критической распределённой нагрузки.

Предложены графические зависимости изменения безразмерных параметров критических распределённых нагрузок для сетчатых куполов в виде выпуклых стержневых многогранников для различных величин их эквивалентной гибкости. Предложенные графические зависимости позволяют вычислять величины критических распределённых нагрузок, вызывающих потерю устойчивости формы сетчатых куполов с жёсткими узлами. Сформулирован критерий устойчивости формы однослойных сетчатых куполов с жёсткими узлами.

Список цитированных источников

1. Вольмир, А. С. Устойчивость деформируемых систем / А. С. Вольмир. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Наука, 1967. – 948 с.
2. Журавлев, А. А. Прощёлкивание стержневой конструкции сетчатого купола в форме 980-гранника / А. А. Журавлев // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 6. – С. 34–39.
3. Пиковский, А. Ф. Статика стержневых систем со сжатыми элементами / А. Ф. Пиковский. – М.: ФИЗМАТГИЗ, 1961. – 396 с.
4. Корноухов, Н. В. Прочность и устойчивость стержневых систем / Н. В. Корноухов. – М.: Стройиздат, 1949. – 376 с.
5. Klöppel, K. Zur Berechnung von Netzkuppeln / K. Klöppel, R. Schardt // Der Stahlbau. – 1962. – № 5. – S. 129–136.

СРАВНЕНИЕ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ АРКИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ AUTODESK INVENTOR

Згировский А. И., Ванюк С. А.

Деревянные клееные арки имеют широкую область применения. Наиболее часто их используют при возведении складов, например, для калийных удобрений, так как древесина слабо подвержена действию агрессивных сред. Однако одной из проблем при возведении арочных конструкций является устройство узловых соединений. Но современные технологии моделирования открывают новые возможности в исследовании данной проблемы. В статье рассмотрены два варианта решения пролетного узлового соединения арок на металлических нагелях, а также проанализирована работа каждого из соединений на примере 3D-модели.

Ключевые слова: строительство, древесина, арка, узлы сопряжения, 3D-модель.

Wooden glued arches have a wide range of applications. Most often they are used in the construction of warehouses, for example, for potash fertilizers, as wood is weakly exposed to aggressive environments. However, one of the problems in the construction of arch structures is the design of node connections. But modern modeling technologies open up new opportunities in the study of this problem. Two variants of designing of span joints of the arches on the metal pins are considered in the article, and also the work of each of the connections on the example of the 3D model is analyzed.

Key words: construction, wood, arch, junctions, 3D-model.

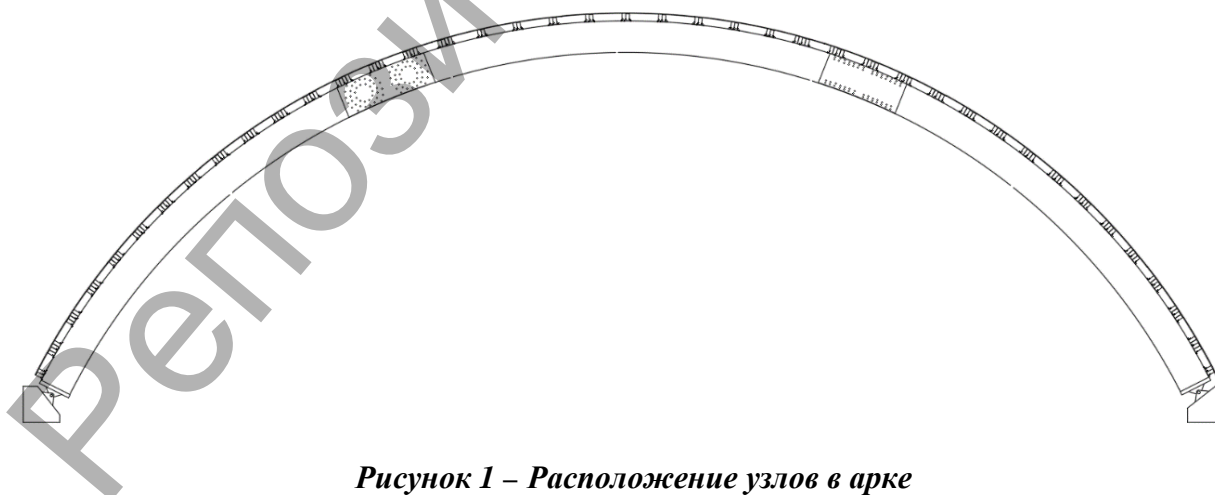


Рисунок 1 – Расположение узлов в арке

В качестве основы при моделировании жестких узлов сопряжения принята арка кругового очертания пролетом 39,0 м, сечением 891x100 мм.

Первый вариант соединения жесткого узла представляет собой 2 части полуарки, соединяемых с помощью двух деревянных накладок и стальных цилиндрических нагелей [3-6]. Нагели расположены симметрично в два ряда относи-

тельно оси арки соответственно сверху и снизу соединения. Диаметр стальных нагелей 20 мм, толщина накладок 100 мм.

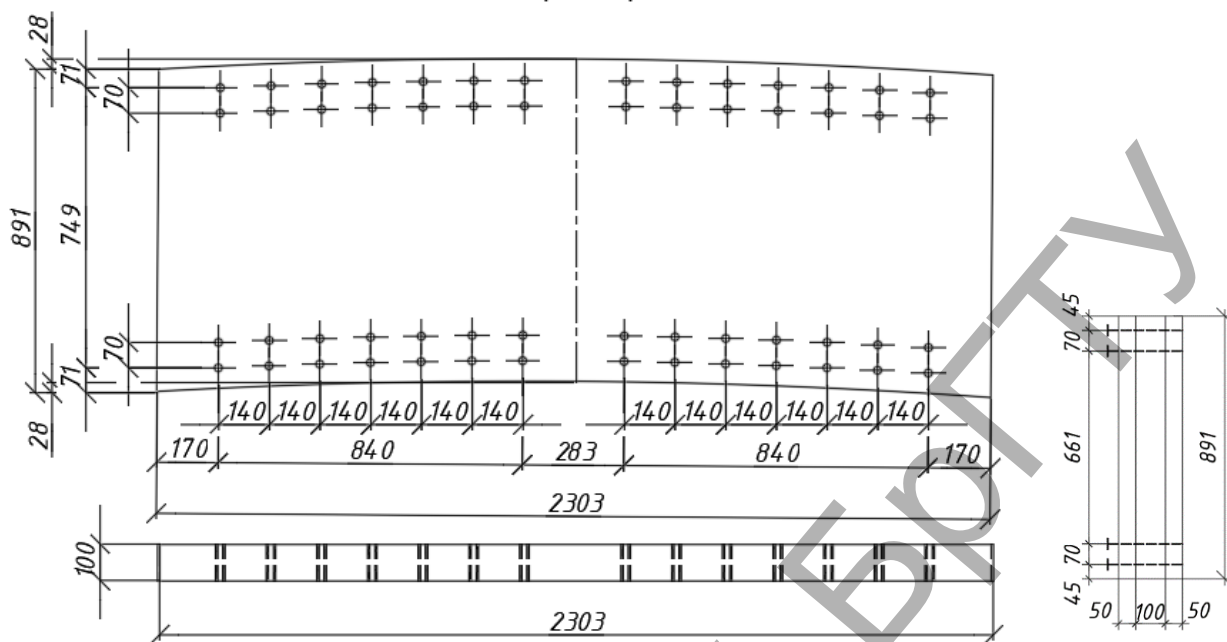


Рисунок 2 – Первый вариант конструирования жесткого узла

Конструктивно второй вариант соединения жесткого сопряжения представляет собой две части полуарок, соединяемых посредством стальных цилиндрических нагелей и двух деревянных накладок. Нагели расставлены по двум концентрическим окружностям симметрично на левой и правой части полуарок. Для увеличения несущей способности соединения имеются дополнительные нагели, расположенные на концентрических дугах. Диаметр стальных нагелей 20 мм, толщина накладок 100 мм.

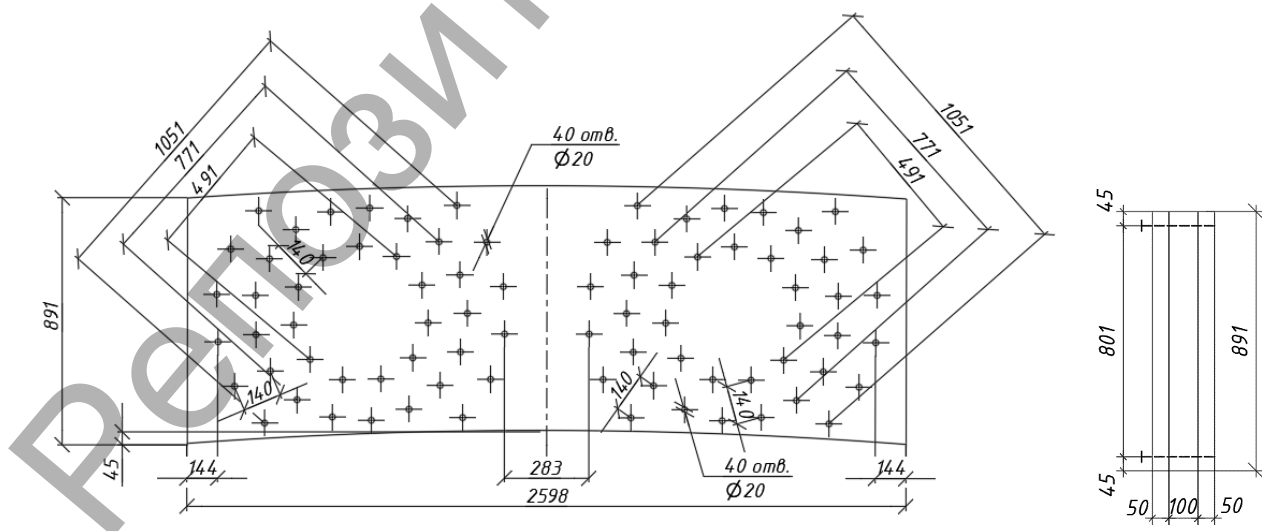


Рисунок 3 – Второй вариант конструирования жесткого узла

Данные узловые соединения согласно нормативной документации [1] проверяются на смятие древесины среднего и крайних элементов, а также на изгиб нагеля. В узле действуют момент на каждую из полуарок и продольная сила.

Рассмотрим сначала первый вариант. В первом приближении принимаем диаметр нагелей. Расстояние между ними принимаем согласно нормативной документации [1,2]. Так как полуарки состоят из пакета досок, то принимаем расстояния от кромки до нагеля и между нагелями как для элементов, располагаемых поперек волокон. Ориентировочно располагаем нагели в два ряда сверху и снизу накладки.

Разложим момент на пару сил, где первая из сил прикладывается по центру верхних рядов, а вторая соответственно по центру нижних рядов. Усилие, воспринимаемое узлом, определяем по наименьшему из трёх значений: смятию древесины крайних и среднего элементов, а также изгибу нагеля. Тогда окончательно усилие, воспринимаемое одним нагелем, будет равно: наименьшему из трех значений, умноженному на количество площадок среза. Количество нагелей по одну сторону узла вычислим путем деления силы, полученной при разложении момента на пару сил, на окончательное усилие, воспринимаемое одним нагелем. Полученное число округляем в большую сторону кратно двум, так как нагели располагаем в два ряда. Путем сравнения усилий, возникающих в узле и полученных в результате расчета, делаем выводы о несущей способности соединения.

Соответственно из условия размещения нагелей находим длину накладок и конструируем узел, исходя из конструктивных требований.

Для второго варианта также в первом приближении принимаем диаметр нагеля, равный 20 мм. Диаметр окружностей принимаем из требования размещения нагелей – минимального расстояния между нагелями. Диаметр первой окружности соответственно равен разнице высоты полуарки и расстояния поперек волокон от края элемента до нагеля, умноженному на два. Расстояние между нагелями вдоль окружности принимаем как расстояние между нагелями вдоль волокон. Если согласно расчету количества нагелей, расположенных на первой окружности недостаточно, то располагаем их по второй концентрической окружности с диаметром, равным разнице диаметра первой окружности и расстояния между нагелями вдоль волокон. Дальнейшее увеличение окружностей нерационально, так как при увеличении металлоемкости узла, общее усилие, воспринимаемое всеми нагелями окружности, вносит незначительный вклад в обеспечении несущей способности узла. Более рациональным будет размещение дополнительных нагелей по дугам окружности большей, чем первая, на величину, равную расстоянию между нагелями вдоль волокон с левой и правой сторон узла.

Эквивалентный диаметр концентрической окружности определяется как деление суммы произведений диаметра окружности и количества нагелей, находящихся на окружности, на общее количество нагелей на всех окружностях по одну сторону узла. Тогда усилие, которое должны воспринять нагели, находим из разложения момента на пару сил. Для окружности усилие, воспринимаемое одним нагелем, равно частному удвоенного момента в узле на произведение эквивалентного диаметра окружности и общего количества нагелей по одну сторону соединения. Для нашего соединения усилие, воспринимаемое узлом, вычисляется по наименьшему из трёх значений: смятию древесины крайних и

среднего элементов, а также изгибу нагеля. Тогда окончательно усилие, воспринимаемое одним нагелем, будет равно: наименьшему из трех значений, умноженному на количество площадок среза. Количество нагелей по одну сторону узла вычисляем путем деления силы, полученной при разложении момента на пару сил, на окончательное усилие, воспринимаемое одним нагелем. Путем сравнения усилий, возникающих в узле и полученных в результате расчета, делаем выводы о несущей способности соединения.

Соответственно из условия размещения нагелей находим длину накладок и конструируем узел.

В результате расчета недонапряжения в обоих вариантах узлов не превышают 10%.

В связи с тем, что вычисление прогибов полуарок и деформаций нагелей в результате действия нагрузки достаточно трудные и громоздкие, то в данном случае использование 3D-модели более целесообразно, так как позволяет уменьшить время расчета и получить более точный результат. 3D-модель составляем на основе имеющихся данных о расчете и конструировании узла. Особенностью составления модели в Autodesk Inventor является разбиение процесса расчета на составляющие.

В-первую очередь моделируются отдельные детали сборки, а затем происходит сама сборка узла. Это является более удобным вариантом по сравнению с другими программами, так как при наличии большого количества деталей изменение исходной детали приведет к изменению всех этих деталей в сборке. Также узел автоматически перерисовывается, что не требует конструирования узла заново. При конструировании модели следует также учесть наличие контактов между поверхностями: древесина-древесина и древесина-металл. Autodesk Inventor позволяет выполнять автоматическое генерирование контактов, что сокращает время расчета, так как нет необходимости задавать их вручную. Желательно задать свойства материала непосредственно при моделировании самой детали, так как при составлении сборки не нужно отдельно задавать свойства каждому элементу.

После конструирования узла переходим к его расчету: задаем закрепления и прикладываем нагрузку. После процесса расчета сравниваем результаты двух вариантов узлов.

При задании одинаковых параметров к двум видам узлов получается, что для первого узла количество нагелей на 40% больше, чем для второго. Это связано с тем, что в первом соединении часть нагелей располагается достаточно близко к нейтральной оси узла, поэтому усилия в них меньше, чем усилия, возникающие в нагелях, находящихся на достаточном удалении от нейтральной оси.

Смещение узла при моделировании для первого варианта на 35% больше, чем для второго. Но так как значения смещений достаточно маленькие (порядка 1 мм), то этот параметр можно не учитывать при принятии целесообразности использования одного из узлов.

Анализ напряжено-деформированного состояния узлов показал, что напряжения в нагелях для первого варианта на 15 % больше, чем для второго.

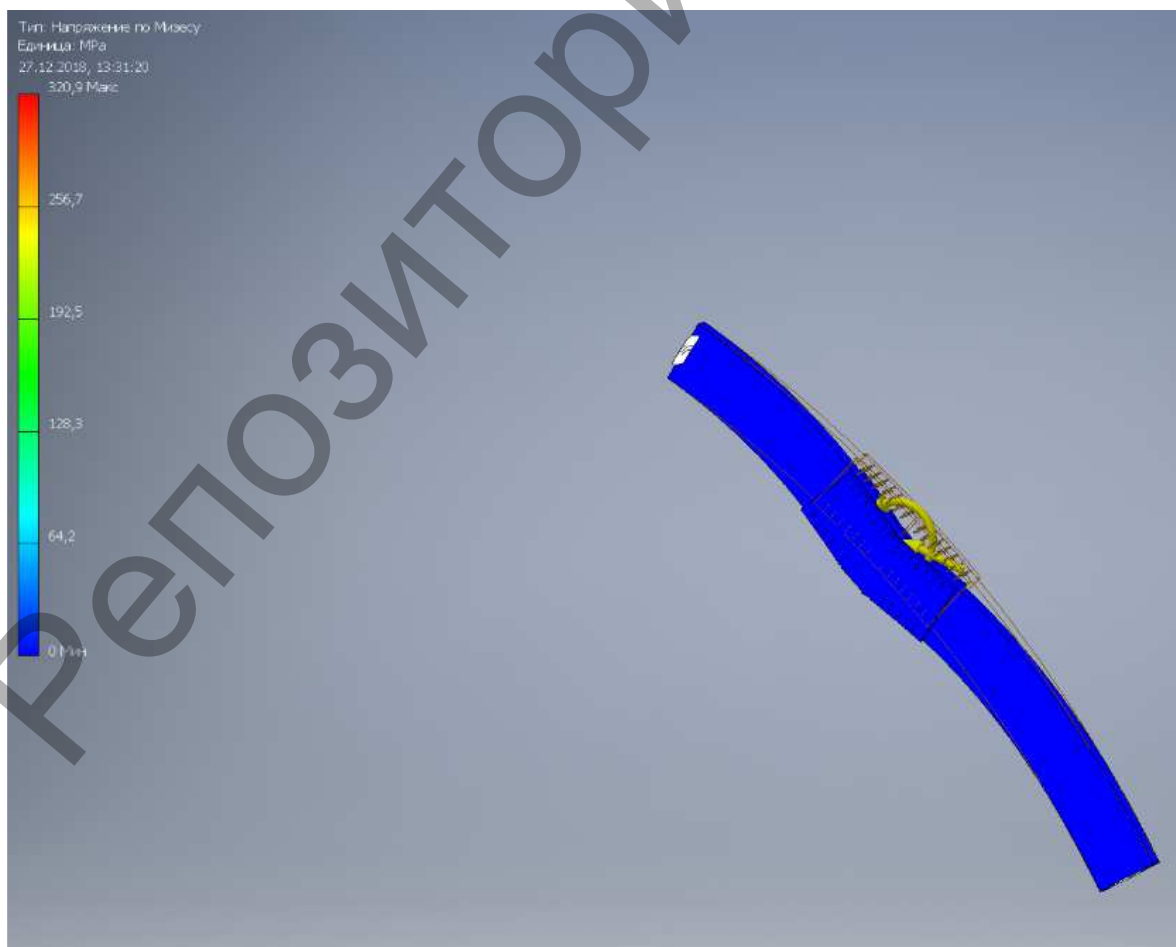
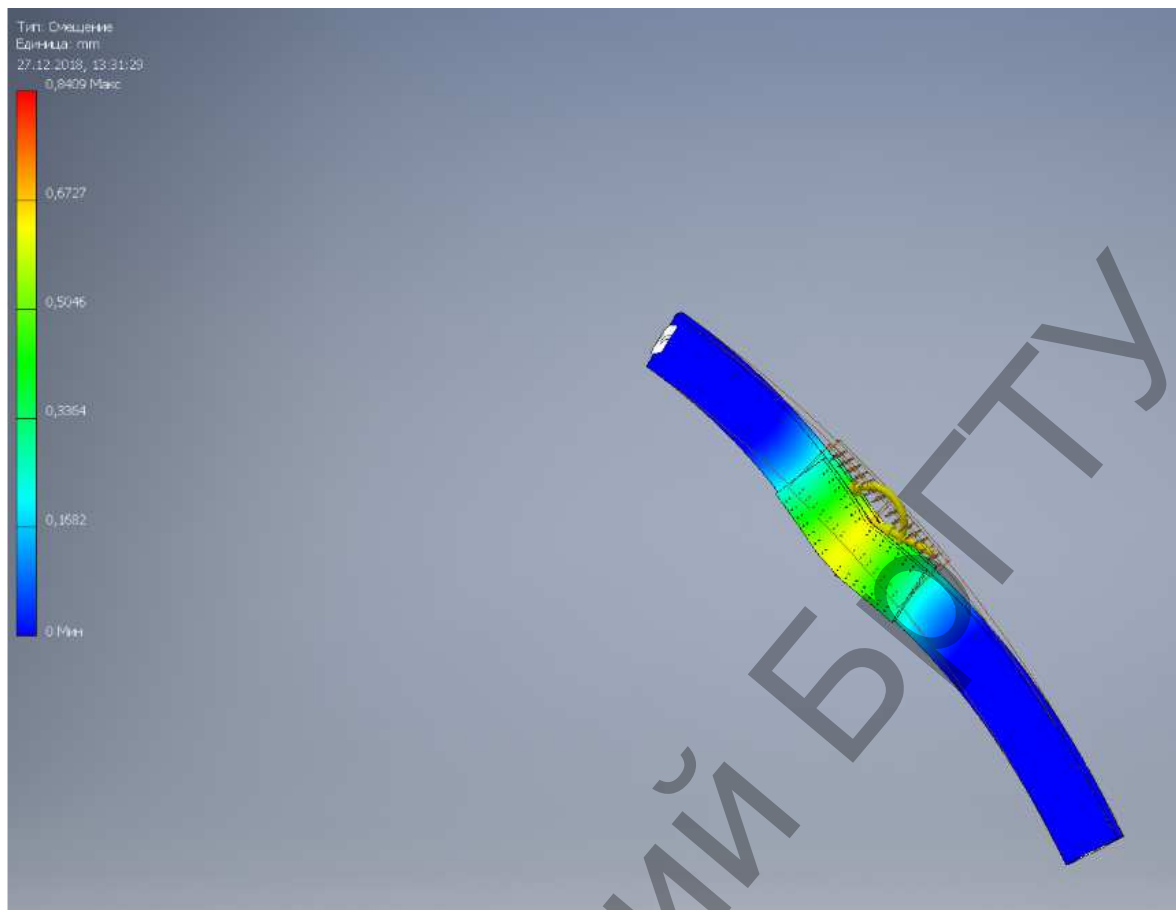


Рисунок 4 – Деформированное состояние и напряжения в первом узле

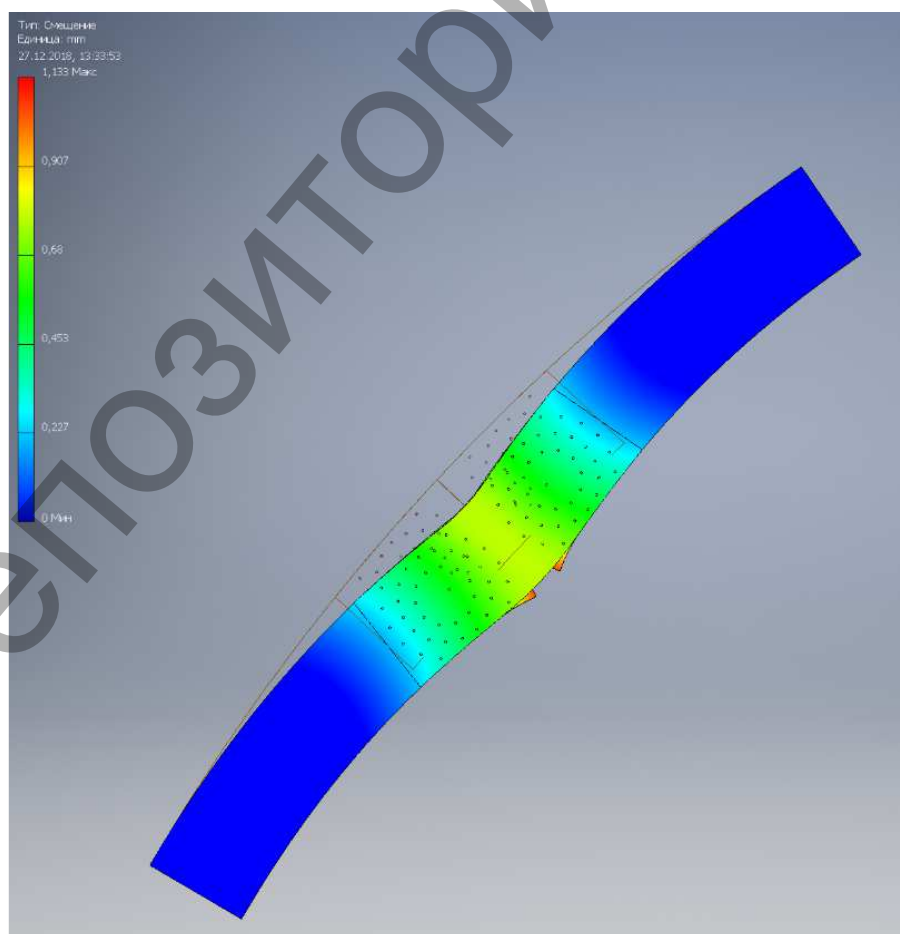
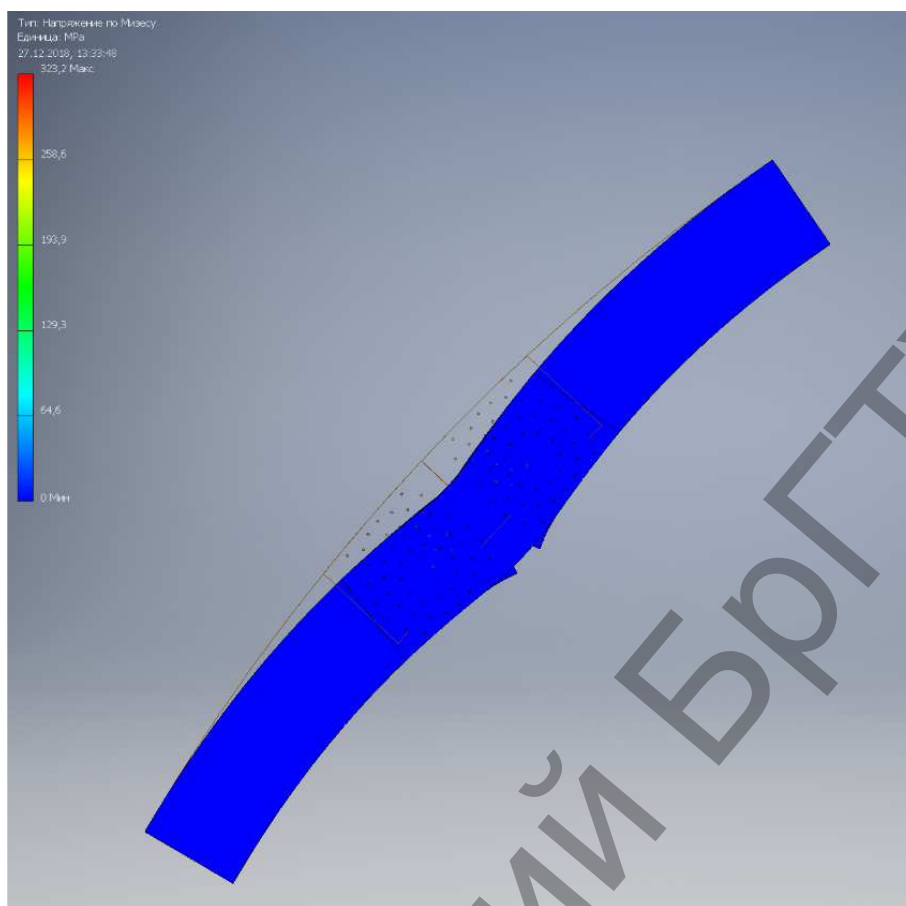


Рисунок 5 – Деформированное состояние и напряжения во втором узле

Выводы

1. Более экономичным является второй узел по сравнению с первым. Это выражается в первую очередь меньшей металлоемкостью, так как количество нагелей меньше для второго варианта. Во-вторых, меньшей трудоемкостью в устройстве, потому что проще устроить отверстия, находящиеся на одной линии, чем для окружности. В-третьих, в элементах второго узла возникают меньшие напряжения, чем в элементах первого.

2. Первый узел является архитектурно выразительным, поэтому его можно использовать при возведении зданий для культурно-массовых и зрелищных мероприятий и спортивных сооружений, так как он может лучше вписаться в эстетичный вид сооружения.

Список цитированных источников

1. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.05-146-2009 / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск: РУП «Минсктиппроект», 2009. – 63 с.

2. Деревянные конструкции. Правила расчета: ТКП 45-5.05-275-2012 / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск: РУП «Минсктиппроект» 2012. – 111 с.

3. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.

4. Фомичев, В.Ф. «Методические указания по расчету и конструированию узловых соединений по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» / В.Ф. Фомичев, В.В. Саяпин, А.В. Оковитый, В.А. Иванов. БГПА – Минск: 1993. – 63 с.

5. Кормаков, Л.И. Проектирование клееных деревянных конструкций / Л.И. Кормаков, А.Ю. Валентинавичюс. – Киев: Будивельник. – 1983. – 152 с.

6. Проектирование деревянных конструкций: учебное пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 536 с.

УДК 69.04+624.151.5:519.673

ОСОБЕННОСТИ РАЗРАБОТКИ ЧИСЛЕННОЙ МОДЕЛИ ПРОЦЕССА ДИНАМИЧЕСКОГО УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА SIMULIA ABAQUS

Клебанюк Д. Н., Пойта П. С., Шведовский П. В.

Введение. Интенсивное ударное уплотнение грунтов основано на использовании энергии ударных воздействий, прикладываемых к поверхности грунтового массива сбрасыванием трамбовок массой от 7,0 до 200,0 тс с высоты 10,0...40,0 м. При этом глубина уплотняемой толщи может достигать от двух-трех до нескольких десятков метров. Таким способом могут быть уплотнены многие материалы – от гравийно-галечниковой массы, каменной наброски и строительного мусора до иловатых глин и торфов.

Можно выделить два основных метода интенсивного глубинного уплотнения: метод ударного разрушения и метод динамической консолидации [1, 2].

Метод ударного разрушения применим для различных видов грунтов с относительно небольшим водонасыщением. Уплотнение происходит под воздействием передающейся на поверхность массива энергии удара, обуславливающим взаимное перемещение частиц грунта. При этом в зависимости от вида и

состава грунтов, их плотности и влажности часть энергии расходуется на уплотнение, а часть поглощается грунтом за счет упругих деформаций, т. е. происходит разрушение существующей структуры грунта и создание новой.

Метод динамической консолидации применяется обычно для глубинного уплотнения обводненных грунтов, т. е. когда, для достижения требуемой плотности, необходимо добиться отжатия поровой воды, не вызывая дополнительных деформаций основания, и соответственно стабилизировать несущую способность грунта на новом уровне, превышающем исходный.

Для поверхностного уплотнения грунтов и вытрамбовывания котлованов под фундаменты чаще всего применяются трамбовки массой 3,0...6,0 тс и диаметром основания 0,7...1,8 м, сбрасываемые с высоты 3,0...9,0 м. При этом толщина уплотненного слоя, в котором значительно повышаются деформативные и прочностные характеристики грунта, а в просадочных кроме уплотнения устраняются еще и просадочные свойства, составляет от 1,0 до 3,0 м.

Данные, полученные в результате выполнения работ по уплотнению грунтов с применением трамбовок массой 7,0...16,0 тс и диаметром основания 2,0...3,0 м, сбрасываемых с высоты 7,0...10,0 м, в странах СНГ и ближнего зарубежья, позволяют сделать следующие выводы [2, 3, 4, 5]:

- глубина зоны уплотнения, на которой плотность грунтов в сухом состоянии превышает исходную (до уплотнения) не менее чем на 0,02...0,03 тс/м³, составила 4,0...6,0 м, т.е. 2,0...2,5 d_{mp} (d_{mp} – диаметр основания трамбовки);

- толщина достаточно уплотненного слоя (для просадочных грунтов) равнялась 3,0...4,0 м, т.е. 1,2...1,7 d_{mp} . Эти показатели почти в 1,5 раза выше, чем в случае применения трамбовок массой до 6,0 тс.

Значительные объемы работ по уплотнению грунтовых оснований тяжелыми трамбовками выполнялись и в нашей республике (г. Могилёв, Гомель, Брест) при строительстве крупных предприятий и объектов социального назначения [1, 6, 7].

На большинстве объектов применялись трамбовки массой 10,0...16,0 тс. Трамбовки представляли собой усеченный конус или шестигранную призму с металлическим корпусом (с заполнением тяжелым бетоном) высотой от 2,7 до 4,0 м, диаметром подошвы 1,2... 1,3 м и диаметром верха – 1,4... 1,5 м.

Анализ полученных данных для связных и рыхлых грунтов (таблица 1) показывает, что влажность супеси пластичной уменьшается в 1,11 раза, а песка пылеватого – в 1,14 раза. Плотность сухого грунта увеличивается соответственно в 1,18 и 1,12 раза. Если оценивать состояние грунта по его коэффициенту пористости, то супесь пластичная уплотняется в 1,55 раза, а песок пылеватый – в 1,34 раза. Происходит довольно существенное увеличение угла внутреннего трения. Для супеси значение угла внутреннего трения (φ) возрастает в 1,26 раза, для песка пылеватого – в 1,16 раза. Вместе с тем величина удельного сцепления (c) значительно уменьшается: для супеси – в 5,5 раза и для песка пылеватого – в 5,0 раз.

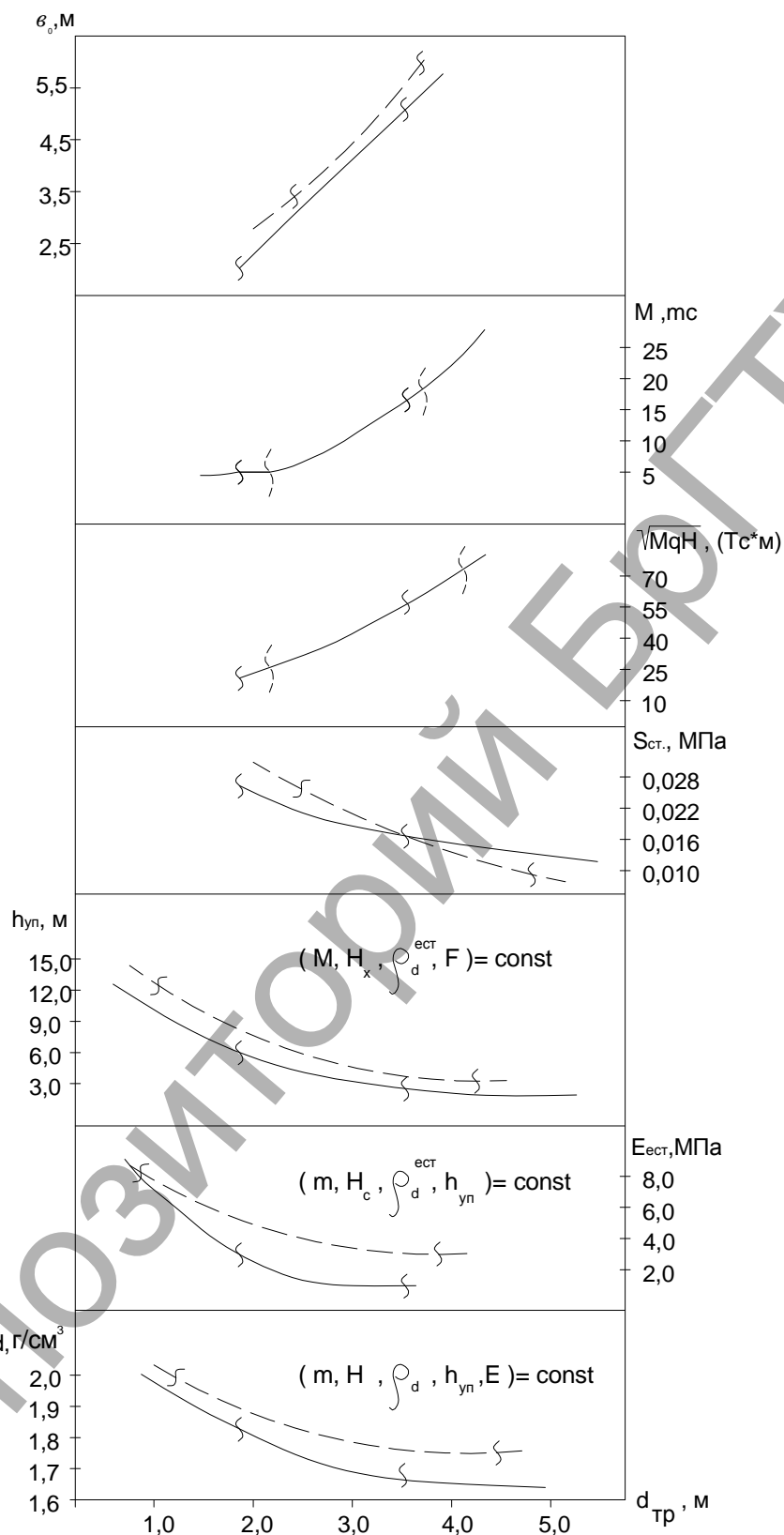
Весьма важным является и увеличение модуля деформации грунта для супеси в 4,0 раза, для песка пылеватого – в 2,1 раза.

Таким образом, очевидны перспективы и реальные технические возможности динамического уплотнения для осуществления весьма эффективного метода подготовки слабых оснований с самым широким диапазоном грунтов по своим свойствам: от переувлажненных рыхлых, содержащих растительные остатки, грунтов до моренных отложений.

Взаимосвязи конструктивно-технологических параметров уплотняющих механизмов и их влияние на изменения состояния грунтов для трамбовок с плоскими и сферическими формами подошв представлены на рисунке 1.

Таблица 1 – Изменение характеристик грунтов по результатам уплотнения ($n=10$ ударов)

Наименование и состояние грунтов	Характеристики грунтов	W, %	ρ , г/см ³	ρ_d , г/см ³	e	ϕ , град.	C, кПа	E, МПа (P=150...300 кПа)	
								компрессионные испытания	штамповые испытания
Супесь пластичная, естественное состояние	До уплотнения	23	1,87	1,52	0,76	21	22,0	5,2	4,2
	После уплотнения	21,1	2,18	1,80	0,49	26,5	4,0	11,3	16,8
	Изменение характеристик грунтов после уплотнения, раз	1,11	1,17	1,18	1,55	1,26	5,5	2,17	4,0
	При оптимальной влажности	10	1,79	1,83	0,47	-	-	-	-
Песок пылеватый с глинистыми включениями	До уплотнения	15,1	1,79	1,56	0,71	32	10,0	6,8	10,4
	После уплотнения	13,2	1,96	1,74	0,53	37,2	2,0	14,7	21,3
	Изменение характеристик грунтов после уплотнения	1,14	1,10	1,12	1,34	1,16	5,0	2,16	2,1

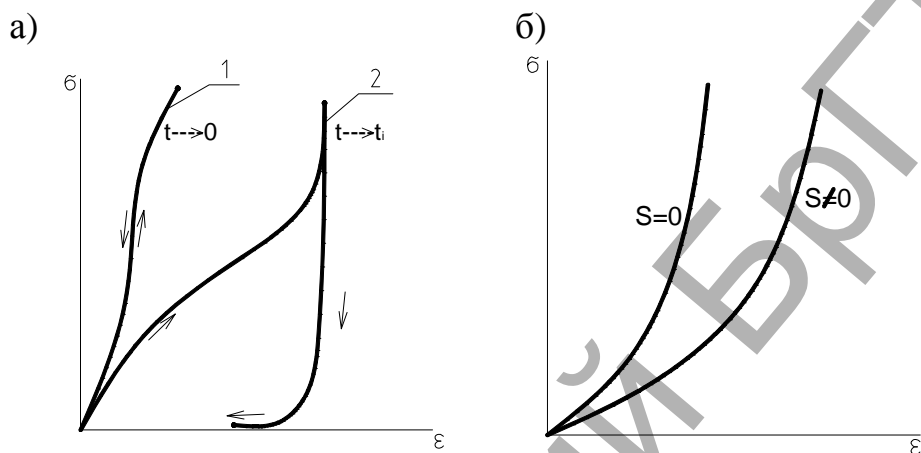


M – масса трамбовки; $h_{уп}$ – мощность уплотняемой зоны; v_o – расстояния между точками трамбования; MgH – энергия одиночного удара; $E_{ест}$ – модуль деформации, $S_{ст}$ – статическое давление на грунт, H – высота сброса;

Рисунок 1 – График взаимосвязи конструктивно-технологических параметров уплотняемых грунтов в зависимости от форм подошвы:
 — — — — — плоская; — — — — — сферическая; ζ – граница оптимальных значений

Возможные диапазоны расчетных параметров, как видно на графике, достаточно многогранны и широки, что делает насущным не только поиск достоверных теоретических решений, но и разработку геотехнического моделирования (компьютерных моделей) по выбору оптимального варианта конструктивно-технологических параметров трамбовок и прогноза изменений напряженно-деформационного состояния (НДС) уплотняемого грунтового массива.

Анализ теоретических моделей. Общий характер развития объемных деформаций грунтов [4, 5, 8], при различных скоростях приложения и снятия динамической нагрузки, в процессе уплотнения показан на рисунке 2.



а) – грунты естественной влажности; б) – водонасыщенные
Рисунок 2 – Графики связи объемных деформаций (ϵ) с напряжениями (σ)

Из графиков видно, что при очень больших скоростях ($t \rightarrow 0$) для грунтов естественной влажности характерен упругий характер деформирования (кривая 1), а при уменьшении скорости ($t \rightarrow t$) характер деформирования (кривая 2) более сложный, т. е. наблюдается «упругое» последствие, за счет восстановления во времени части деформаций. Что касается водонасыщенных грунтов ($S=0$), то их сжимаемость незначительная (кривая 1), но при наличии даже небольшого количества заземленного газа ($S \neq 0$) их сжимаемость существенно повышается (кривая 2).

В наиболее общем виде модель грунта как сжимаемой упруго-пластической среды предложена С. С. Григоряном [8]. Основное ее отличие от моделей теории пластичности состоит в том, что объемная деформация не считается упругой и ее распространение определяется соотношением

$$P = f_i(\rho) \text{ при } \frac{dP}{dt} \geq 0; \quad (1)$$

$$P = f_p(\rho, \bar{\rho}) \text{ при } \frac{dP}{dt} < 0, \quad (2)$$

где $P = \frac{1}{3} \sigma_{ij}$ ($i=1, 2, 3$); ρ – плотность грунта; t – время; P – наибольшее давление, достигнутое при нагружении.

В. В. Соколовским и Л. Е. Малверном [9, 10] предложена более общая реологическая модель, в основе которой скорость изменения напряженного со-

стояния грунтовой среды определяется как функция от превышения действующего динамического напряжения над статическим $f(\varepsilon)$ при той же деформации:

$$E \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial \sigma}{\partial t} + \Phi[\sigma - f(\varepsilon)], \quad (3)$$

где $f(\varepsilon) = \sigma_s$ – предел текучести.

Зависимость между сжимающими динамическими напряжениями σ и деформациями ε может быть описана диаграммой, представленной на рисунке 3.

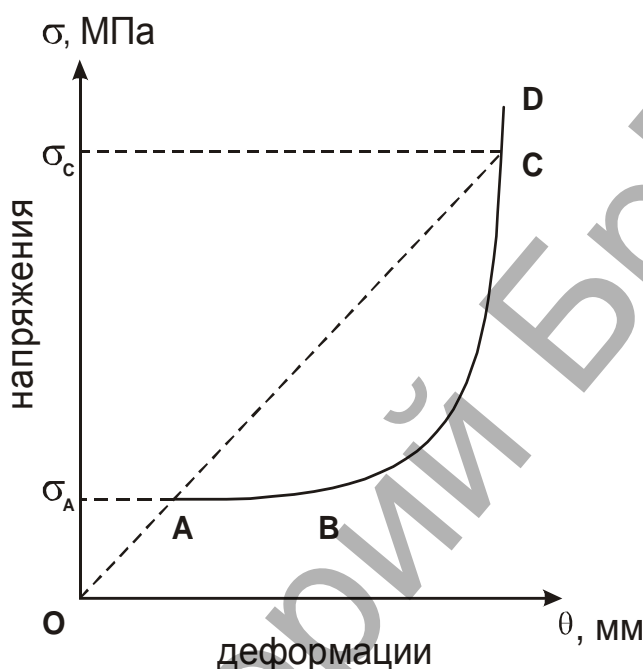


Рисунок 3 – Вид диаграммы σ – ε при динамическом сжатии

Важнейшим фактором, обуславливающим поведение грунтовой среды при распространении волн сжатия, является знак второй производной функции $\sigma = f(\varepsilon)$. Если $\frac{d^2\sigma}{d\varepsilon^2} < 0$ (участок OAB), то более высокие напряжения распространяются с меньшей скоростью и профиль волны растягивается во времени. При этих условиях невозможно распространение возмущений, созданных каким-либо внешним источником. Если $\frac{d^2\sigma}{d\varepsilon^2} > 0$ (участок BCD), то с ростом напряжений скорость их распространения увеличивается, т. е. происходит образование ударной волны. Это означает, что наличие точки перегиба функции $\sigma = f(\varepsilon)$ обуславливает существование различных форм волн сжатия в грунте в зависимости от величины максимального давления.

Следует отметить, что задача об ударе жестким штампом по полупространству, занятому сплошной средой с упруго-пластическими свойствами, в общей постановке является весьма сложной. Л. Р. Ставницер [5], заменив деформируемое полупространство более простой расчетной схемой и используя методы одномерной динамической теории пластичности, получил зависимости, позволяющие определить напряжения и скорости в месте контакта ударяющей массы с поверхностью грунта:

$$\sigma(0,t) = \frac{b_0 A_2}{2A_1} \left[\beta F \left(\frac{g A_2^2}{\sigma_{cm} A_0} t \right) - \alpha F \left(\frac{\xi g A_2^2}{\sigma_{cm} A_0} t \right) \right]; \quad (4)$$

$$v(0,t) = \frac{b_0}{2A_1} \left[\beta F \left(\frac{g A_2^2}{\sigma_{cm} A_0} t \right) + \alpha F \left(\frac{\xi g A_2^2}{\sigma_{cm} A_0} t \right) \right] - \frac{\omega}{A_1} \sigma_s, \quad (5)$$

где $\sigma_{cm} = \frac{mg}{S}$; m и S – масса и площадь основания ударяющего тела, которое по отношению к грунту считается абсолютно жестким; g – ускорение силы тяжести;

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \frac{\alpha}{\beta}; \omega = \frac{A_0 - A_1}{A_1} \\ \alpha &= \frac{A_2 - A_1}{A_2}; \beta = \frac{A_2 + A_1}{A_2} \end{aligned} \right\}; \quad (6)$$

A_0, A_1, A_2 – скорости при различных значениях t .

Однако эти зависимости справедливы лишь до момента времени, превышающего время пробега пластической волны на время обратного пробега отраженной упругой волной области остаточных деформаций. Более того, все эти теоретические решения не позволяют получить закон распределения остаточных деформаций, расчет которых и является конечной целью.

Следует также отметить, что с ростом скорости удара существеннее сказывается несоответствие принятой расчетной схемы действительному поведению грунта, что при больших скоростях приводит к завышению глубины и степени уплотнения.

Общим недостатком всех теоретических решений является то, что возможность их применения нуждается в подтверждении экспериментальными данными.

Исследованные диапазоны эффективных расчетных параметров (рисунок 1) для конкретных инженерно-геологических условий и требований, предъявляемых к уплотненным грунтовым основаниям, даже с достаточно значимым шагом итерации, требуют для выбора оптимального варианта рассматривать более пятисот вариаций, позволяющих выделить десять доминирующих вариантов. Бесспорно, для современной компьютерной техники это не сложная задача, но выбрать оптимальный проектный вариант даже из десяти доминирующих с неопределенностью числа ведущих параметров очень затруднительно.

Это и обуславливает необходимость геотехнического моделирования, позволяющего осуществлять перебор параметров в процессе моделирования.

Анализ геотехнических моделей. Сложность геотехнического моделирования обуславливается в первую очередь нелинейностью физических процессов при деформировании грунтового основания и, как правило, весьма непростой инженерно-геологической обстановкой (переменные мощности слоёв, выклинивающиеся слои, наличие грунтовых вод). Дополнительную сложность привносит соединение разных, сильно отличающихся масштабом элементов в одной модели. В этом плане программный комплекс SIMULIA ABAQUS предоставляет весьма развитый аппарат для конечно-элементного моделирования, включающий удобный генератор гексаэдральной сетки, широкий спектр моделей упруго-пластического деформирования материалов, возможность работать

с отдельными геометрическими частями области через механизм контактных пар и т. д.

Отметим удобную возможность полного описания модели в ABAQUS CAE на уровне геометрии, включая подразбиение расчетной области на любые подмножества, полное задание свойств подмножеств, выделение любого числа шагов по параметру нагружения, большое число объемных, плоских и одномерных элементов, ассоциируемых с подобластями, с помощью которых можно смоделировать все необходимые геотехнические элементы в зоне уплотнения.

Для рассматриваемой задачи моделирование начинается с построения геологической модели расчетной области, включающей в себя: определение размеров расчетной области; определение глубины расчетной области на основе оценки НДС; аппроксимацию данных инженерно-геологических условий с помощью В-сплайнов или полигональных фасеток; расчет начальной картины НДС.

В качестве модели грунта выбрана упругопластическая модель Друккера-Прагера [11], соответствующая ассоциированному закону пластического течения. Эта модель определяется пластическим потенциалом:

$$F(p, q) = q + \alpha p - k, \quad (7)$$

где $p = I_1(T_\sigma)$ – первый инвариант тензора напряжений;

$q = \sqrt{I_2(D_\sigma)}$ – второй инвариант девиатора напряжений;

T_σ и D_σ – соответственно тензор и девиатор напряжений;

α и k – параметры модели, определяемые при стандартных испытаниях грунтов [11].

Следует отметить, что так как для рассматриваемого класса задач требуется высокий порядок аппроксимации, предполагающий разбиение расчетной области на гексаэдры, то это обуславливает специальный подход к генерации сетки в ABAQUS CAE, предполагающий построение “призматической” сетки с адаптацией к геометрическим элементам (рисунок 5). Здесь используется механизм разбиения начальной геологической модели (рисунок 6) полубесконечного полупространства на подобласти с помощью вертикальных поверхностей и управление шагом сетки с помощью задания характерного геометрического размера на ребрах, получаемых в результате такого разбиения подобластей.

Особенности построения сетки связаны с необходимостью вычисления начального НДС в геологической модели расчетной области, что предполагает удаление части элементов на первом шаге. Однако в дальнейших шагах эти элементы реанимируются, и они должны быть заранее предусмотрены в конечно-элементном разбиении расчетной области.

Вне области зоны воздействия трамбовки характерный шаг сетки составляет несколько метров, а зоне – не более 0,7 м.

Рассматриваемый подход к построению конечно-элементного разбиения приводит к гексаэдральной сетке с хорошими вычислительными свойствами, однако порождает большое число конечных элементов, если учитывать инженерно-геологические слои грунта и дополнительные подразбиения горизонтальными плоскостями, с целью выделить область взаимоналожения зон трамбования.

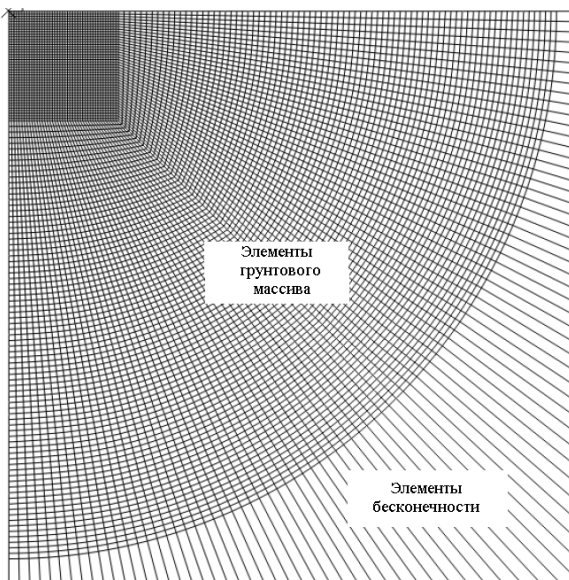


Рисунок 5 – Общий вид модели полубесконечного полупространства

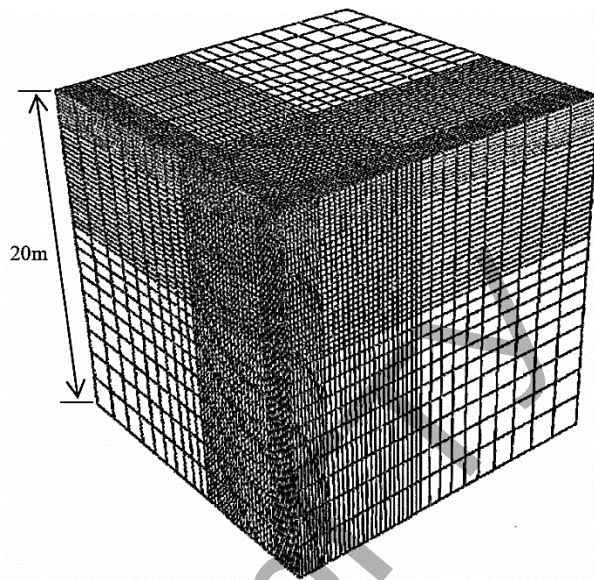


Рисунок 6 – Трехмерная сетка геотехнической модели

Как отмечено [12], точность решения моделирования динамических задач зависит от размера элементов сеток. Удлиненные и острые угловые элементы имеют тенденцию быть более жесткими. Маленькие размеры элементов вызывают числовую нестабильность, а большие – затрудняют распространение более короткой волны, связанной с высокими частотами. При этом приращение времени должно обеспечивать регистрацию волны давления в двух последовательных узлах вдоль зоны перемещения и соответственно: $T=0,0145$ с при скорости распространения первичной волны – 50 м/с; поперечной – 31,6 м/с и волны Релея – 29 м/с.

Моделирование трамбовки обычно осуществляется с использованием осесимметричных жестких элементов с сосредоточенной массой в центре симметрии. Собственно процесс многократного воздействия трамбовки моделируется с помощью модели «сила-время», базируется на модели исходной скоростной волны, с учетом величин напряжения, создаваемых под трамбовкой.

С учетом всех вышеописанных особенностей процесса динамического уплотнения для моделирования принята следующая трехмерная модель с шагом сетки $3R$ (рисунок 7), позволяющая моделировать процессы уплотнения с глубиной отпечатка до $1,5R$, радиусом трамбовки (R) до $1,25$ м и шагом итерации $0,25$ с.

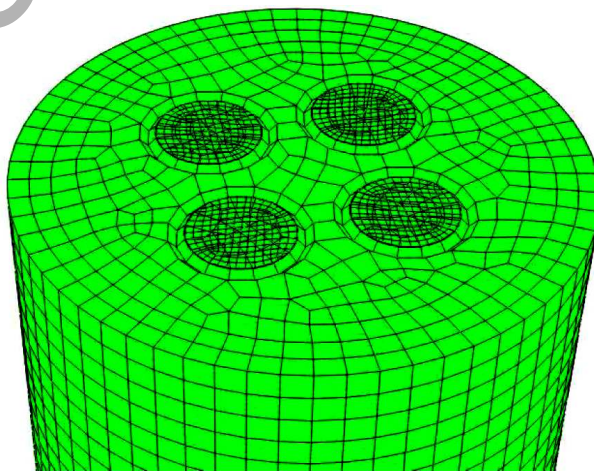


Рисунок 7 – Общий вид трехмерной модели динамического уплотнения

Заключение. Практическая реализация этой геотехнической модели требует проведения дополнительных экспериментов в натуральных условиях, но создание компьютерной модели процесса интенсивного ударного уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками позволит оптимизировать проектные и конструктивно-технологические решения в области устройства искусственных оснований, обеспечивающие не только минимизацию энерго- и ресурсозатрат при строительстве нулевых циклов зданий и сооружений, но и повысить их эксплуатационную надежность.

Список цитированных источников

1. Пойта, П.С. Особенности геотехнических технологий устройства искусственных оснований на застраиваемых территориях со сложными инженерно-геологическими условиями / П.С. Пойта, Д.Н. Клебанюк, П.В. Шведовский // *Механика и технологии* /// Мин. образования и науки Республики Казахстан ; Таразский государственный университет им. М.Х. Дулати. – 2013. – №4 (42). – С. 97-105.
 2. Швец, В.Б. Уплотнение грунтов оснований тяжелыми трамбовками / В.Б. Швец. – М.: Росстройиздат, 1958. – 162 с.
 3. Клебанюк, Д.Н. Особенности методики выбора технологических параметров при уплотнении грунтов оснований тяжелыми трамбовками / Д.Н. Клебанюк, П.С. Пойта, П.В. Шведовский // *Вестник Брестского гос. техн. ун-та.* – 2013. – № 1 (79) : Строительство и архитектура . – С. 77-81.
 4. Рабинович, И.Г. Современное состояние и перспективы развития метода уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками / И.Г. Рабинович, Ю.А. Багдасаров, В.Г. Галицкий, Ю.М. Лычко, А.Г. Лунев, И.Ю. Ухова // *Труды ВНИИОСПа.* – 1986. – Вып. 85.– С. 22-23.
 5. Ставницер, Л.Р. Расчет остаточных деформаций при ударном воздействии на грунт / Л.Р. Ставницер // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* – 1964. – № 5. – С. 8-12.
 6. Пойта, П.С. Оптимизация технологических параметров уплотнения тяжелыми трамбовками / П.С. Пойта // *Вестник Брестского гос. техн. ун-та.* – 2003. – № 1 (62) : Строительство и архитектура . – С. 109-110.
 7. Клебанюк, Д.Н. Особенности процесса распределения давлений и напряжений при уплотнении неоднородных грунтов оснований тяжелыми трамбовками / Д.Н. Клебанюк, А.Ю. Дроневиц, П.В. Шведовский, П.С. Пойта // *Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVIII Междунар. науч.-метод. семинара, Новополоцк, 28-29 ноября 2012 г. : в 2 т. /// Полоц. гос. ун-т ; редкол. : Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Т. II. – С. 239-244.*
 8. Вуцель, В.И. Динамическое уплотнение грунтов / В.И. Вуцель, Ю.К. Зарецкий, М.Ю. Гарицелов // *Энергетическое строительство за рубежом.* 1983. – №4 – С. 39-41.
 9. Вовк, А.А. Влияние влажности на динамическую деформируемость суглинков / А.А. Вовк, Г.И. Черный, А.В. Михалюк // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* – 1972. – № 3. – С. 6-8.
 10. Друккер, Д. Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование / Д. Друккер, В. Прагер // *Определяющие законы механики грунтов.* – М.: Мир, 1975. – С. 166-177.
 11. Власов, А.Н. Моделирование задач геомеханики с помощью SIMULA ABAQUS / А.Н. Власов, Д.Б. Волков-Богородский, М.Г. Мнушкин, С.Н. Тропкин // *Труды Международной научно-практической конференции “Инженерные системы - 2009”.* Москва, 6-9 апреля 2009. Т. 1. – М. : Изд-во РУДН, 2009. – С. 97-111.
- Власов, А.Н. Некоторые особенности геотехнического моделирования с помощью SIMULA ABAQUS / А.Н. Власов, Д.Б. Волков-Богородский, М.Г. Мнушкин, С.Н. Тропкин // *Труды Международной научно-практической конференции «Инженерные системы - 2010».* М.: Изд-во РУДН, 2010. – С. 78–88.

АВТОМАТИЗАЦИЯ ОПТИМАЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПЕРЕКРЫТИЙ МОНОЛИТНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Лапина А. И.

В статье рассмотрены особенности проектирования и расчета монолитных железобетонных перекрытий. Предложена методика выбора оптимальных конструктивных параметров плит перекрытия. Даны рекомендации для повышения эффективности этих конструкций.

Процент строительства каркасных зданий в общем объеме жилого многоэтажного строительства в Республике Беларусь постоянно растет. Стоимость и трудозатраты на устройство перекрытий этих зданий составляют значительную часть от общих соответствующих показателей. Поэтому повышение эффективности этих конструкций напрямую влияет на эффективность строительства и стоимость жилья в республике. Увеличить эффективность перекрытий монолитных каркасных зданий можно: за счет разработки и внедрения новых материалов, путем совершенствования технологии производства работ, создания и/или использования более точных методов расчета, за счет выбора оптимальных конструктивных систем и их параметров. Рассмотрим последние два способа, так как они являются наиболее простыми и эффективными, т. е. дают возможность получить значительную экономию, не прибегая к значительным расходам ни на экспериментальные исследования, ни на переподготовку кадров.

1. Повышение эффективности конструкции за счет использования более точных методов расчета.

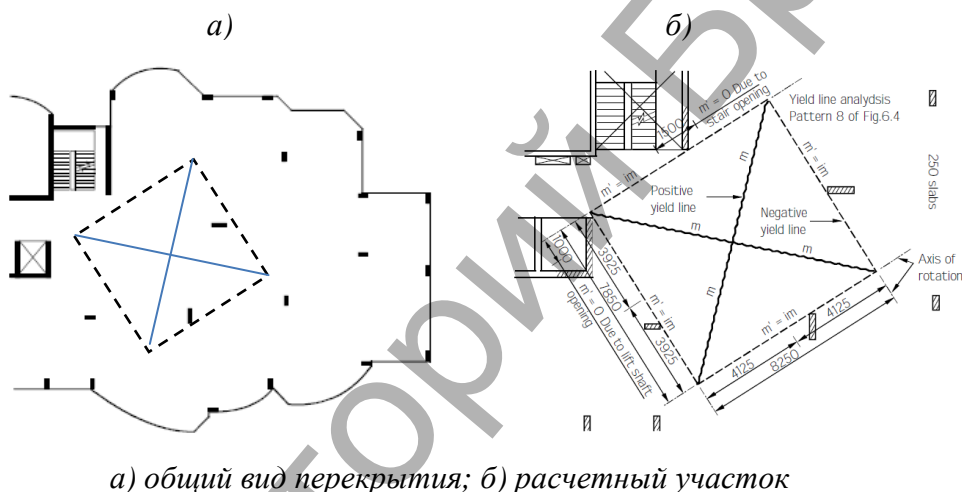
Для расчета перекрытий каркасных монолитных зданий сегодня практически всегда используется метод конечных элементов. Это связано в первую очередь с высокой универсальностью данного метода и наличием большого числа программных приложений, реализующих расчет данным методом с разной степенью автоматизации [4, 6]. При этом применение метода конечных элементов к расчету плит перекрытия, выполненных из монолитного железобетона, имеет ряд недостатков, наиболее существенными из которых являются:

- большие затраты рабочего времени, необходимого для расчета с приемлемой точностью одного варианта из множества возможных конструктивных решений плиты;
- недостаточно разработанный механизм для расчета конструкций плит в неупругой стадии.

Существующие на данный момент модификации метода конечных элементов для учета нелинейной работы конструкции сводятся к многократному решению линейной задачи. Это существенно увеличивает и без того большие затраты рабочего времени. Учитывая также невысокую точность таких расчетов, большинство проектировщиков ограничиваются расчетом железобетонных плит по методу конечных элементов только в упругой стадии.

При этом исследования, проведенные проектной организацией “European Concrete Building Project” в Великобритании 2004 году [1], показывают, что проектирование перекрытий на основе метода предельного равновесия, учиты-

вающего работу конструкций в неупругой стадии, позволяет существенно сократить как расход стали, так и трудозатраты на создание монолитной железобетонной плиты перекрытия. В рамках эксперимента исследователями “European Concrete Building Project” было запроектировано перекрытие каркасного монолитного здания в Кардингтоне четырьмя различными способами. Три первых способа были выполнены на основе упругого расчета по методу конечных элементов. Для четвертого способа был использован метод предельного равновесия. Проведенные расчеты показали, что для перекрытия потребовалось 14.5 тонны арматурной стали при использовании метода предельного равновесия и 16.9 тонны при использовании традиционных методов проектирования, основанных на теории упругости. Таким образом, расход стали сократился на 14,2 % по сравнению с самым экономичным из полученных на основе упругого расчета решений. Количество отправочных марок арматурных изделий так же сократилось с 75 до 22 штук, что положительно влияет на трудоемкость перекрытия.



а) общий вид перекрытия; б) расчетный участок

Рисунок 1 – Перекрытие, запроектированное “European Concrete Building Project” в Кардингтоне по методу предельного равновесия [1]

Для дополнительной иллюстрации экономичности метода половина здания была запроектирована по методу предельного равновесия, согласно которому максимальный расход стали наиболее армированных участков составил $565 \text{ мм}^2/\text{м}^2$, что соответствует арматурным стержням диаметром 12 мм установленным с шагом 200 мм. Вторая половина здания по правилам теории упругости на основе метода конечных элементов. Расход стали в наиболее напряженных участках в этом случае составил $1148 \text{ мм}^2/\text{м}^2$, что соответствует арматурным стержням диаметром 16 мм, установленным с шагом 175 мм. В процессе эксплуатации обе части перекрытия удовлетворяли всем предъявляемым к ним требованиям, при этом разница в значениях прогибов была незначительной.

Основным недостатком метода предельного равновесия является отсутствие алгоритма расчета по данному методу, что не позволяет автоматизировать проектирование конструкций на его основе. Для наиболее ответственного этапа расчета – построения схемы излома – одни авторы советуют проводить экспериментальные исследования, другие – обращаются к опыту и интуиции инженера. Разумеется, что ни один, ни другой подход не может быть положен в основу автоматизированной системы проектирования железобетонных плит.

С целью создания последовательного и однозначного алгоритма расчета мной были собраны и обобщены результаты испытаний железобетонных плит до разрушения и опыт по их проектированию. Это позволило создать алгоритм построения схем излома и расчета железобетонных плит перекрытия произвольной конфигурации с различными условиями опирания.

Так как в общем случае из множества возможных схем излома перекрытий расчётной является та, в пластических шарнирах которой возникает максимальный изгибающий момент, *задача выбора расчетной схемы излома представляет собой задачу оптимизации положения пластических шарниров по критерию максимума изгибающего момента*, возникающего в них от воздействия приложенной нагрузки. Таким образом, для создания алгоритма расчета железобетонных плит по методу предельного равновесия будем использовать теорию оптимизации.

В качестве расчетного участка плиты примем многоугольный участок, вписанный в пределы опор перекрытия, имеющий максимальную площадь и минимальную жесткость опирания по периметру.

Функцию оптимизации запишем исходя из закона сохранения энергии, согласно которому виртуальная работа внутренних сил, затраченная на поворот в линейных пластических шарнирах, равна виртуальной работе внешних сил, затраченной на перемещение вертикальных нагрузок:

$$\sum m_i \cdot l_i \cdot \theta_i = \sum N_i \cdot \delta_i,$$

где m_i – предельный изгибающий момент внутренних сил в линейных пластических шарнирах, кНм/м;

l_i – длина линейных пластических шарниров, м;

N_i – равнодействующая нагрузки, приложенной к i -му звену, кН;

$\theta_i = \delta_i / d_{ci}$ – угол поворота звена;

$\delta_i = \delta_{\max} \cdot d_{ci} / d_{mi}$ – перемещение центра тяжести звена, м.

δ_{\max} – максимальное перемещение звена, м;

d_{ci} – расстояние от оси вращения до центра тяжести звена, м;

d_{mi} – расстояние от оси вращения до вершины звена с максимальным перемещением, м.

Так как при равномерно распределённой нагрузке равнодействующая нагрузки, приложенная к i -му звену, будет равна произведению интенсивности нагрузки на площадь этого звена, целевая функция будет иметь вид:

$$m = \frac{q \sum_{i=1}^{i \leq n} S_i \cdot d_{ci} / d_{mi}}{\sum_{i=1}^{i \leq n} L_i / d_{mi}} \rightarrow \max.$$

Из полученной формулы видно, что предельный момент в пластических шарнирах прямо пропорционален интенсивности равномерно распределенной нагрузки. Это свидетельствует о том, что максимум функции, а значит, и расчетное положение пластических шарниров, можно определить даже при заданной интенсивности нагрузки. При помощи простых математических преобразований легко доказать, что значение L_i всех остальных параметров, необходи-

мых для расчета критерия оптимизации, можно вычислить, зная только положение линейных пластических шарниров.

Согласно публикации [1] к положению пластических шарниров предъявляются следующие требования:

- оси вращения звеньев схемы излома лежат вдоль линий опирания и проходят вблизи любых колонн;
- пластические шарниры должны быть прямыми;
- пластические шарниры, соединяющие смежные звенья, должны проходить через точку пересечения осей вращения этих звеньев;
- пластические шарниры должны быть объединены в непрерывные линии и могут заканчиваться только на краю плиты;
- “положительные” линейные пластических шарниров располагаются ближе к шарнирно опертому краю, чем к жестко заземленному краю плиты.

Учитывая эти требования, оси вращения звеньев схем излома совместим с границами расчетного участка, а положение линейных пластических шарниров будем задавать соотношением синусов углов между этим шарниром и осями вращения звеньев, которые он соединяет. Эти соотношения и будут приняты нами в качестве параметров оптимизации. Значения соотношения синусов будем варьировать от 1 (при этом значение пластического шарнира будет совпадать с биссектрисой угла, образованного осями вращения) до 0 (при этом значение пластического шарнира будет совпадать с положением оси вращения одного из звеньев). Такое решение обеспечит выполнение всех вышеперечисленных требований, предъявляемых к положению линейных пластических шарниров, и позволит рассматривать решаемую задачу как задачу безусловной оптимизации.

К методам решения таких задач оптимизации, не имеющих ограничений, относятся: симплекс-метод, метод циклического покоординатного спуска/подъема, метод поиска по образцу и метод вращения координат. Выбор метода оптимизации зависит от вида целевой функции. Было сделано предположение, что выбранные нами параметры позволяют обеспечить котлованный вид функции оптимизации и в качестве метода поиска ее максимума принят метод циклического покоординатного подъема. Далее это предположение было подтверждено после анализа полученных результатов. В качестве точки начального приближения в методе циклического покоординатного подъема рекомендуется использовать наилучшее известное решение. Так как публикации [] рекомендуют строить линейные пластические шарниры по биссектрисам углов расчетного участка, то в качестве точки начального приближения была принята точка, в которой все параметры оптимизации равны единице.

Для реализации разработанной методики мной была создана компьютерная программа “IZLOM”, которая позволяет выполнять построение схем излома в 2D- и в 3D-формате; определять максимальный изгибающий момент в расчетном участке плиты при заданном значении распределенной нагрузки и строить графики зависимости изгибающего момента от положения заданной линии пластического шарнира.

Исходными данными для работы программы является выбранный пользователем в пределах опор перекрытия расчетный многоугольный участок плиты. Дальнейшая работа программы ведется по следующему алгоритму:

1. Назначаем первоначальное положение линейных пластических шарниров, совмещая их с биссектрисами углов, образованных осями вращения звеньев.

2. Определяем значение предельного изгибающего момента в линейных пластических шарнирах при первоначальном их положении и интенсивности равномерной распределенной нагрузки, равной 1кН/м^2 .

3. Изменяем положение одного из пластических шарниров, варьируя соотношение синусов углов между ним и осями вращения звеньев, которые он соединяет. Находим такое значение этого параметра, при котором изгибающий момент в пластических шарнирах максимален.

4. Заменяй текущее положение пластического шарнира найденным положением с максимальным значением изгибающего момента, переходим к другому шарниру.

5. Определяем значение предельного изгибающего момента в линейных пластических шарнирах при текущем их положении и интенсивности равномерной распределенной нагрузки, равной 1кН/м^2 .

6. Если разница между текущим значением изгибающего момента и первоначальным его значением не превышает допустимую погрешность, то определяем значение изгибающего момента при заданной интенсивности нагрузки и заканчиваем работу алгоритма. Иначе – принимаем текущее значение изгибающего момента в качестве первоначального приближения и переходим к пункту 3.

Данный алгоритм позволяет определять положение линейных пластических шарниров для железобетонных плит перекрытия сложной конфигурации с произвольным положением опор и вычислять изгибающий момент в них с высокой точностью за очень короткое время.

Автоматизация и внедрение данного алгоритма позволит не только сократить расход арматуры и трудоёмкость железобетонных перекрытий за счет учета нелинейной работы, но и открывает возможности для других путей повышения эффективности.

2. Повышение эффективности конструкции за счет выбора оптимальных конструктивных систем и их параметров.

Объектом оптимизации является перекрытие многоэтажного каркасного здания, выполненного из монолитного бетона без предварительного напряжения арматуры. Все элементы такого каркаса (колонны, перекрытия и диафрагмы жесткости) работают совместно по рамно-связевой схеме. Поэтому для оптимизации максимального числа параметров перекрытия в качестве модели для решения задачи оптимального проектирования была принята многоэтажная рама, вырезанная в пределах отдельной ячейки перекрытия по линии нулевых поперечных сил.

В соответствии с СТБ ISO 2394 [7] целью проектирования считается минимизация стоимости конструкций на протяжении всего срока службы. Так как стоимость конструкции на протяжении всего срока службы включает в себя затраты на ее создание, эксплуатацию и ликвидацию последствий ее вероятного отказа, то целевая функции примет вид:

$$F() = \frac{C_b + C_m + C_f}{S} \rightarrow \min, \quad (1)$$

где S – эксплуатируемая площадь расчетного участка здания, m^2 ;

C_b – затраты на строительство колонн и перекрытий с учетом стоимости организационно-технических работ, тыс. руб.;

C_m – эксплуатационные затраты, тыс. руб.;

C_f – затраты на ликвидацию последствий отказа, тыс. руб.

Затраты на ликвидацию последствий отказа определяем с учетом стоимости обеспечения безопасности жизни. Вероятность отказа определяем как область значений, на которой изгибающий момент, вызванный воздействием внешних сил, больше прочности сечения на изгиб.

В качестве параметров оптимизации перекрытия были рассмотрены толщина плиты h , пролет l , площадь сечения опор S_k ; отношение сторон сечения опор k , прочность бетона f_{ck} ; коэффициент соотношения площадей арматуры Q_{sup} сверху и снизу плиты.

Согласно [] к железобетонным перекрытиям многоэтажных зданий предъявляются следующие требования:

- конструктивные;
- предельных состояний по несущей способности;
- предельных состояний по эксплуатационной пригодности;
- согласно [] также должно выполняться требование;
- защиты здания от прогрессирующего обрушения.

Конструктивные требования, необходимые для обеспечения долговечности и огнестойкости здания, были выполнены в соответствии с ТКП []. Расчет по предельным состояниям несущей способности осуществлялся на основе метода предельного равновесия с использованием упрощенной деформационной модели в сочетании с методом частных коэффициентов. Отметим, что согласно п.5.6.1 [] методы, основанные на пластическом расчете, могут применяться исключительно для проверки предельного состояния по несущей способности. Поэтому проверку состояний по эксплуатационной пригодности будем осуществлять на основании упругого расчета. В тех случаях, когда относительная деформация в арматуре, вызванная внешним воздействием на плиту, превышает относительную деформацию, соответствующую начальному моменту образования трещин, воспользуемся эмпирическим подходом, изложенным в инструкции []. Для защиты здания от прогрессирующего обрушения в соответствии с инструкцией [] был использован метод связевых усилий.

Таким образом, получаем многомерную задачу оптимизации с ограничениями. Для решения таких задач можно использовать метод последовательного перебора, метод случайного поиска и комбинации этих методов с другими методами оптимизации. Учитывая, что применение комбинированных методов ведет за собой усложнение алгоритма расчета и снижение точности вычислений, принимая во внимание, что приведенный выше алгоритм расчета железобетонных перекрытий по методу предельного равновесия позволяет выполнять экономическое сравнение большого числа возможных вариантов конструктивных решений за приемлемое время, для решения задачи оптимизации воспользуемся методом последовательного перебора.

Изложенная методика была реализована в виде программного приложения. При определении оптимальных параметров значимым считалось изменение стоимости на протяжении всего срока службы не менее чем на 1%. При анализе было рассмотрено около 20 млн вариантов железобетонных конструкций. Оптимизировано свыше 300 конструктивных решений, благодаря чему выявлены основные направления повышения эффективности применения безбалочных перекрытий монолитных каркасных зданий.

Было выявлено, что наибольшее влияние на экономическую эффективность оказывает толщина перекрытия. Оптимальное значение этого параметра варьируется от 1/40 до 1/16 от максимальной величины пролета в зависимости от усилий в элементе (таблица 1).

Таблица 1 – Оптимальная толщина перекрытия, см Ошибка! Закладка не определена.

Максимальный пролет, м	Нагрузка на перекрытие, кН/м ²					
	3	4.5	6	7.5	9	
4	16 - 16	16 - 16	16 - 21	20 - 22	21 - 24	
4.5	16 - 16	20 - 21	21 - 23	21 - 24	21 - 25	
5	16 - 21	20 - 22	21 - 24	21 - 25	21 - 25	
5.5	20 - 22	20 - 24	21 - 25	22 - 25	23 - 29	
6	20 - 23	21 - 24	22 - 28	24 - 28	24 - 30	
6.5	20 - 24	21 - 25	23 - 29	25 - 31	27 - 36	
7	21 - 25	22 - 27	24 - 30	27 - 35	30 - 40	
7.5	21 - 25	24 - 29	27 - 32	31 - 40	34 - 40	

Так же существенное влияние оказывают соотношение соседних пролетов перекрытия, прочность бетона, площадь сечения опор. Влияние коэффициента соотношений арматурных площадей снизу и сверху плиты, а также конфигурации опор, невелико. Так, при изменении этих параметров на 10% от оптимального, значение целевой функции изменялась менее чем на 1%.

Заключение.

1. Для проектирования железобетонных перекрытий монолитных каркасных зданий наиболее эффективным является использование метода предельного равновесия, учитывающего работу плиты в неупругой стадии.

2. Для автоматизации расчета конструкции по методу предельного равновесия необходим алгоритм расчета, который был разработан автором на основании теории предельного равновесия.

3. Разработанный метод позволяет существенно сократить затраты рабочего времени на расчет одного варианта из множества возможных конструктивных решений. Это дает возможность выполнять оптимальное проектирование перекрытий монолитных каркасных зданий с высокой точностью.

4. Разработанный алгоритм расчета по методу предельного равновесия и разработанная на его основе методика оптимизации позволяет повысить эффективность безбалочных перекрытий монолитных каркасных зданий.

Список цитированных источников

1. Kennedy, G. Practical Yield Line Design / G. Kennedy, C.H. Goodchild. – Surrey: The Concrete Center, 2004. – 171p.

2. Гвоздев, А.А. Испытание безбалочных перекрытий до разрушения // Строительная промышленность. – М.: 1931. – № 11. – 12 с.
3. Гвоздев, А.А. Расчет несущей способности конструкции по методу предельного равновесия. – М.: Стройиздат, 1949. – 143 с.
4. Городецкий, А.С. Метод конечных элементов: теория и численная реализация. Программный комплекс ЛИРА-Windows / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров, Е.Б. Стрелецкий [и др.]. – К.: Факт, 1997. – 137 с.
5. Лихтарников, Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с., ил.
6. Мордич, А. И. Рекомендации по расчету и конструированию монолитных железобетонных каркасов многоэтажных зданий системы БелНИИС с армированием плоских дисков перекрытий пространственными (объемными) арматурными каркасами. – Минск: БелНИИС, 2003. – 14 с.
7. Надежность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394 -2007. – Введ. 01.07.2008 – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 69 с.
8. НИИЖБ. Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. – М.: Госстройиздат, 1961 – 111 с
9. Рекомендации по проектированию конструктивных систем в особых расчетных ситуациях. Защита от прогрессирующего обрушения. - Брест: БрГТУ, 2010. – 91 с.
10. Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций: ТКП ЕН 1990-2007. – Минск: Минстройархитектуры, 2008.
11. Еврокод. Бетонные и железобетонные конструкции: ТКП ЕН 1992-2009. – Минск: Минстройархитектуры, 2009.

УДК 624.042.42

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ СНЕГОВОЙ НАГРУЗКИ МЕТОДАМИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОЙ ГИДРОДИНАМИКИ

Матвеевко Е. В.

Введение. При совместном воздействии снегопада и ветра на зданиях и вокруг них образуются снежные сугробы. Снег, который сдувается с наветренной стороны препятствия набегающим потоком, накапливается на подветренной стороне, где скорость ветра ниже, оседает и дрейфует. Поэтому образование сугробов – процесс сложного взаимодействия между движущимися снежными частицами и потоком воздуха, деформированного геометрией здания. Значительное количество сугробов приводит к образованию неравномерных нагрузок и чрезмерному скоплению снега на крышах зданий. Сугробы вокруг зданий могут создавать трудности для движения пешеходов и транспорта, а также создавать сложности при уборке снега. Таким образом, для решения задач, связанных со снегом на застроенных территориях, необходимо с достаточной точностью прогнозировать качественное распределение снега на крышах зданий и вокруг них.

В целом перенос снега под воздействием ветра подразделяется на три процесса: ползучесть, солевание и суспензия [1,2]. Поземок – явление, при котором снежинки перемещаются путем ползучести или скольжения по поверхности на высоте до 0,01 м. Солевание (оседание) – это процесс, при котором снежинки перемещаются при помощи повторного прыжка после столкновения с поверхностью. Высота оседания снежинок составляет 0,01-0,1 м. Суспензия (взвесь) –

это процесс, при котором снежинки подхватываются вверх турбулентными вихрями и переносятся на значительные расстояния. Суспензия происходит на высоте 0,1-100 м. Данные процессы снегопереноса в пограничном слое исследовались в основном для плоской местности [3,4]. Однако вокруг препятствий (таких как здания, заборы, волнообразный рельеф) эти процессы сильно усложняются из-за деформации воздушного потока.

Для исследования таких сложных явлений наиболее подходящими являются полномасштабные и уменьшенные масштабные измерения ветрового поля. Надежность данных методов обеспечивается тем, что в них применяются реальные потоки, реальные частицы в реальных средах [5]. Однако при полевых испытаниях граничные условия не контролируются, поэтому применимость полномасштабных измерений для систематических и параметрических исследований весьма ограничена. Для компенсации этих ограничений в течение многих лет проводилось огромное количество экспериментальных исследований с использованием аэродинамических труб и водных лотков. Преимуществами таких методов является то, что такие условия, как скорость и направление ветра, а также характеристики частиц, являются контролируемыми параметрами. Значительные успехи в физическом моделировании ветра и движения частиц снега были сделаны в 1950-1970 годах и были признаны прикладными инструментами для практического прогнозирования снежных сугробов вокруг препятствий (зданий, ограждений, насыпей и т. д.) [6–11]. Однако аэродинамические трубы и водные лотки не всегда доступны либо очень дороги и требуют много времени. Также данные методы имеют ряд ограничений для обеспечения гидродинамического подобия. Поэтому в разные времена для имитации частиц снега применялись активированные глины, стеклянные шарики, опилки, измельченная ореховая скорлупа [1,3,8,12].

Тем не менее в последнее десятилетие произошло резкое увеличение вычислительной мощности компьютеров, а также развитие компьютерного программного обеспечения для математического моделирования. Это значительно расширило возможности исследователей при решении инженерных задач. В области исследований потока жидкостей и газов развивается метод вычислительной гидродинамики – CFD (от англ. Control Fluid Dynamic). Метод вычислительной гидродинамики имеет преимущество перед экспериментальными методами моделирования в том, что все параметры модели являются контролируемыми без ограничений подобия [13]. Метод вычислительной гидродинамики начал развиваться в 1980-х годах для исследований ветроэнергетики, имел успешный опыт применения и в 1990-х был выделен как отдельный метод для различных областей исследования. Применение метода вычислительной гидродинамики к анализу распределения снега и образованию сугробов началось в 1990-х годах.

1. Анализ предшествующих достижений при численном моделировании снегопереноса методами вычислительной гидродинамики.

В таблице 1 перечислены модели турбулентного потока и способы их верификации при численном моделировании сугробов вокруг зданий, применяемые с 1991 по 2016 годы.

В 1990-х годах возросла роль вычислительной гидродинамики при исследовании проблем ветроэнергетики, а затем этот метод начал применяться к раз-

личным экологическим проблемам, в том числе и к образованию снежных сугробов [14,15]. В первых исследованиях в 1991 году образования снежных сугробов с использованием метода вычислительной гидродинамики применялся подход, в котором поле скоростей ветра определялось моделью турбулентного потока, эффект взвешивания моделировался уравнением массопереноса, эффект оседания – как функция от пороговой скорости ветра (скорость, при которой начинается перенос снега, зависит силы трения) [16]. Этот подход также использовался в качестве базовой модели во многих других исследованиях. Пример результата, полученного с использованием этого подхода, показан на рисунке 1.

Таблица 1 – Обзор исследований в области снегопереноса с применением методов вычислительной гидродинамики

Год	Вид модели	Модель турбулентного потока	Верификация
1991	3D	Модель Буссинеска (0 уравнений)	натурные наблюдения
1993	2D/преграда	Стандартная k-ε	нет
1994	3D/здания	Стандартная k-ε	натурные наблюдения
1994	3D/здание	Модель Буссинеска (0 уравнений)	натурные наблюдения
1998	2D/сечение здания	Модель Спаларта-Альмараса (k)	нет
1998	2D/преграда	Модифицированная k-ε	аэродинамическая труба
1999	3D/реальное здание	Модифицированная k-ε	нет
2000	3D/модели зданий	Стандартная k-ε	натурные наблюдения
2004	3D/отдельный куб	Стандартная k-ε	натурные наблюдения
2008	3D/здания	Стандартная k-ε	натурные наблюдения
2011	3D/модель здания	Модифицированная k-ε	натурные наблюдения
2015	3D/массив из стоек	Модифицированная k-ε	нет
2015	2D/driftng snow boundary layer	Модифицированная k-ε	натурные наблюдения
2016	3D/модель здание	Модифицированная k-ε	аэродинамическая труба

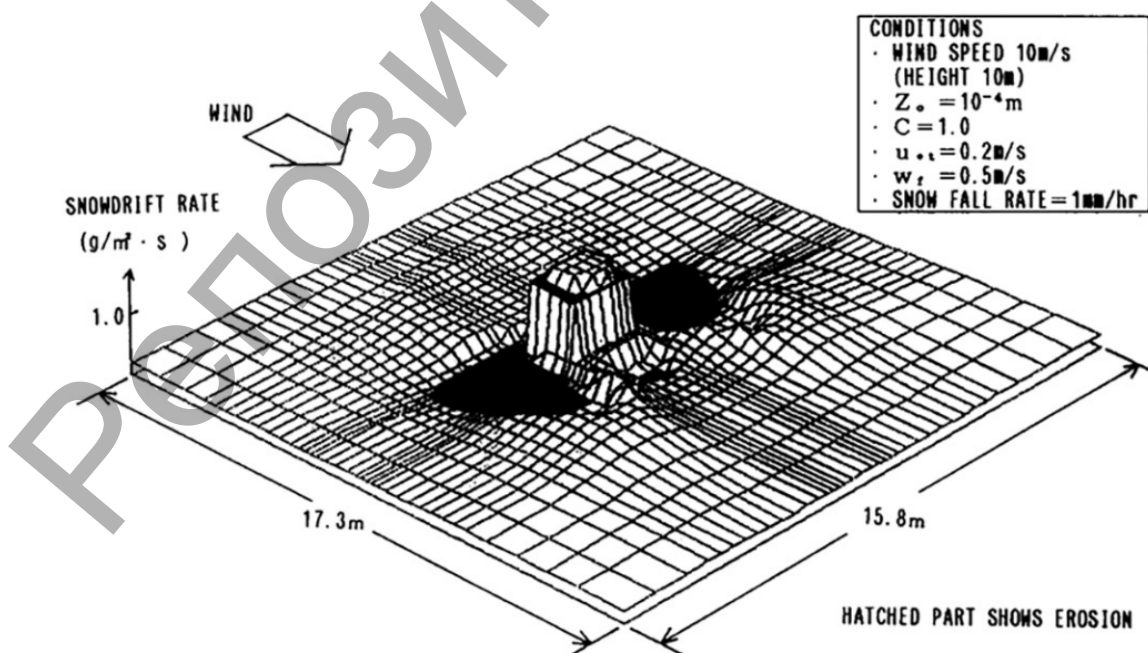
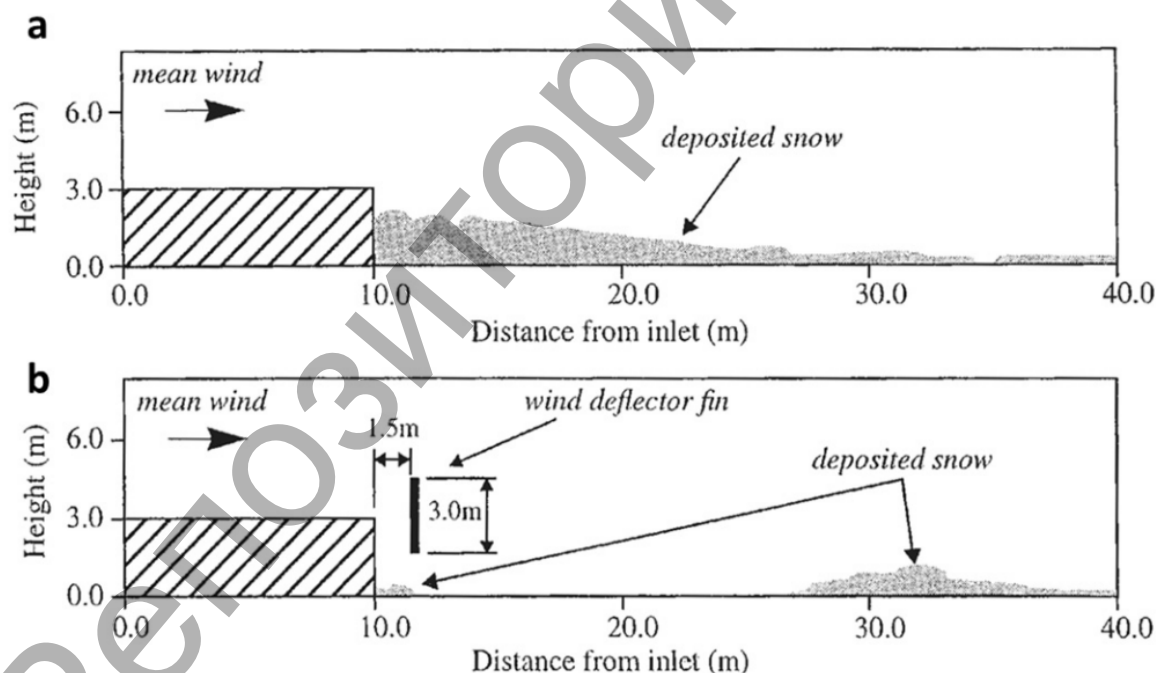


Рисунок 1 – Трехмерное распределение снежных сугробов с применением метода вычислительной гидродинамики, впервые полученное в 1991 г. [16]

Вскоре после этого в 1993 предпринимались попытки анализировать распределение снега вокруг двумерного вертикального ограждения, используя стандартную к-ε-модель турбулентного потока [17]. В 1994 году была предложена модель сугробов двухфазного потока, называемая «обобщенной моделью дрейфового потока». Данная модель применялась для анализа осаждения снега в трехмерном пространстве вокруг группы зданий, однако она не учитывала процесс оседания [18]. В том же году была предложена численная модель, которая описывала образование профилей снеговых сугробов вблизи конкретных зданий в течение заданного изменения во времени, скорости и направления ветра. Данная модель применялась для прогнозирования сугробов вокруг исследовательских зданий в Антарктике, и результаты сопоставлены с экспериментальными данными полевых наблюдений. В 1998 г. был использован метод «объема среды» для создания переходной модели развития сугроба и численного исследования двумерного сугроба с подветренной стороны здания на плоской местности с использованием односторонне связанной модели (поток воздуха контролировал снегоперенос в рамках эйлеровых скоростей). На рисунке 2 показаны результаты численного прогнозирования накопления снега с подветренной стороны здания при наличии экрана для отклонения ветра и без него. Эффект наличия экрана для отклонения ветра был четко продемонстрирован [18].



a) при отсутствии экрана для отклонения ветра,
 b) при наличии экрана для отклонения ветра

Рисунок 2 – Численное прогнозирование накопления снега с подветренной стороны здания

Также в 1998 г. была разработана модель эрозионного накопления, в которой массовый обмен определялся по отношению к турбулентности потока, пороговой скорости и концентрации снега. Данная модель предполагала введение дополнительных уравнений в стандартную к-ε-модель турбулентного потока,

чтобы учесть влияние частиц снега на турбулентность [4]. Эта модель часто применяется в последующих исследованиях.

Также были предложены другие различные подходы. Например, метод Лагранжа для анализа поведения снежных частиц в снегопереносе вокруг двумерного здания [19].

Несмотря на то, что в 1990-х годах применимость моделей турбулентности к обтеканию сложных тел, таких как здание, изучалась широко, результаты этих исследований указывают на недостатки, присущие стандартной модели $k-\epsilon$, которая широко используется для инженерных расчетов различных потоков. Важным недостатком стандартной модели $k-\epsilon$ является то, что она не может правильно воспроизводить потоки разделения вокруг углов здания из-за переоценки турбулентной кинетической энергии в зонах падения. Это оказывает большое влияние на точность прогноза образования сугроба, сформированного вокруг зданий. Поэтому в последних исследованиях использовались модифицированные $k-\epsilon$ -модели.

2. Неточности методов вычислительной гидродинамики и перспективы развития.

Понятия и параметры, используемые в моделировании сугробов, в основном получены эмпирически из наблюдений и экспериментов. Многие наблюдения и эксперименты были основаны на простом дрейфующем пограничном слое, разработанном на плоской плоскости. Однако поле потока вокруг зданий включает в себя ускорения и торможения из-за сепарирования и рециркуляции. Например, модель оценки скорости снегопереноса в процессе оседания, предложенная в 1990 г. [20], часто используется во многих исследованиях. Константа в модели определялась наблюдением в дрейфующем пограничном слое. Однако следует отметить, что предлагаемое соотношение дает повышенную скорость снегопереноса, исходя из предположения, что дрейфующий снег в слое оседания достиг своего равновесного состояния, где распределение скорости ветра не изменяется. Таким образом, эмпирическое уравнение скорости снежного покрова, используемое во всех предыдущих исследованиях, не работает надлежащим образом для сугробов, сопровождаемых быстрым ускорением и замедлением потока, такими как обтекание зданий. Необходимо дополнительно рассматривать применимость и обоснованность моделирования подпроцессов в слое оседания на стадии развития (неравновесное состояние). Также следует отметить, что применяемое ранее CFD-моделирование снежного покрова основано на решении уравнений Навье-Стокса (RANS), основанном на числе Рейнольдса. Однако в реальных ситуациях поведение снега тесно связано с реальными эффектами, присутствующими в поверхностном пограничном слое.

Большинство предыдущих исследований в основном касалось только образования сугробов из-за ветра во время одного снежного события. Однако распределение снега в застроенных средах зависит не только от ветра, но и от многих других факторов, таких как температура, солнечная радиация и искусственное тепло от зданий. Эти метеорологические эффекты на снежном покрове были изучены для прогнозирования лавины, но очень немногие исследования рассматривали эти эффекты в промышленном и гражданском строительстве.

Точность и надежность CFD-моделирования являются предметом дискуссий, и исследования по проверке и валидации решений являются обязательными

ми. Валидация определяется как процесс оценки неопределенности моделирования с использованием контрольных экспериментальных данных и оценки знака и величины самой ошибки моделирования. В процессе проверки достоверные данные измерений, в которых четко определены граничные условия, предоставили только несколько исследований.

Как упоминалось ранее, CFD-моделирование имеет большое преимущество в том, что оно может предоставить подробную информацию о соответствующих переменных потока во всей области расчета. Такие возможности важно использовать не только для получения картины распределения снега, но и изучать соотношения вкладов снеговых частиц, падающих с неба и переносимых с поверхности земли до общего сугроба. Анализируя пути поступления снега, можно более точно разрабатывать мероприятия по защите от снеговых заносов.

Выводы.

В этой статье были рассмотрены исследования при помощи CFD-моделирования по образованию сугробов вокруг зданий, проводимые с различными исследовательскими целями, конфигурациями, граничными условиями и подходами, чтобы показать перспективы данных методов. На основании данных материалов можно сформулировать следующие выводы:

- Моделирование методами вычислительной гидродинамики, применяемое к образованию снежных сугробов вокруг зданий, имеет историю более двадцати лет, и соответствующие исследования интенсивно проводились в различных областях.

- В ходе предыдущих исследований по разработке моделей было подтверждено, что схемы распределения снега, т. е. сдувание с наветренных и подветренных сторон перед зданием и осаждение за ним, могут быть воспроизведены CFD-моделированием качественно и количественно для общих конфигураций.

- Необходимы дальнейшие исследования применимости CFD-моделирования к более сложным конфигурациям зданий, таким как проблемы со снегом на крыше.

- Разработан метод прогнозирования с учетом различного метеорологического воздействия, включая термические эффекты.

- Необходимо уделять дополнительное внимание сложному полю потока вокруг зданий, который является неравновесным состоянием из-за ускорения и замедления потока, в разработке модели.

- Точность и надежность моделирования CFD следует проверять с использованием надежных данных измерений. Важно улучшить базу данных валидации, используя передовые экспериментальные установки.

- При практическом применении необходимо более широко применять отличное преимущество CFD-моделирования, которое заключается в том, то есть он может предоставить подробную информацию о соответствующих переменных потока во всей области расчета.

Список цитированных источников

1. Kind, R.J. Snow Drifting, Handbook of Snow, Principles, Processes, Management and Use / D.M. Gray. – Pergamon Press, 1981.

2. Кузьмин, П.П. Формирование снежного покрова и методы определения снеготпасов. - Ленинград: Гидрометеорологическое издательство, 1960. – 173 с.

3. Iversen, J.D. Drifting-snow similitude-transport rate and roughness modeling / J. Glaciol. – 1980. – Т. 26, вып. 94. – 393–403 с.

4. Naaim, M. Numerical simulation of drifting snow: erosion and deposition models / M. Naaim, F. Naaim-Bouvet, H. Martinez // *Ann. Glaciol.* Cambridge University Press. – 1998. – Т. 26. – 191–196 с.
5. Kobayashi, D. Studies of Snow Transport In Low-Level Drifting Snow* / *Contrib. from Inst. Low Temp. Sci.* – 1972.
6. Isyumov, N. An Approach to the Prediction of Snow Loads / University of Western Ontario. – 1971.
7. Anno, Y. Requirements for modeling of a snowdrift // *Cold Reg. Sci. Technol.* Elsevier. – 1984. – Т. 8, вып. 3. – 241–252 с.
8. Irwin, P.A. Application of Snow Simulation Model Tests to Planning and Design / P.A. Irwin, C.J. Williams // *Proc. East. Snow Conf.* 28, 40th Annu. Meet. 1983. – 18–130 с.
9. Isyumov, N. Wind Tunnel Modeling of Snow Accumulations on Large Area Roofs / N. Isyumov, M. Mikitiuk // *Proc. Second Int. Conf. Snow Eng.* - Santa Barbara CA: U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover NH, July, 1992. – 181–193 с.
10. O'Rourke, M. Laboratory Studies of snow Drifts on Multilevel Roofs / M. O'Rourke, N. Weitman // *Proc. Second Int. Conf. snow Eng.* - Santa Barbara CA: U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover NH, July, 1992. – 195–206 с.
11. Huang, N. Simulation of snow drift and the effects of snow particles on wind / N. Huang, J. Zhang // *Model. Simul. Eng.* – 2008. – Т. 2008.
12. Peterka, J.A. On the relaxation of saltation length as a modeling criteria for particulate transport by wind / J.A. Peterka, R.L. Petersen // *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* – 1990.
13. Toparlar, Y. A review on the CFD analysis of urban microclimate / Y. Toparlar [и др.] // *Renew. Sustain. Energy Rev.* – 2017. – Т. 80. – 1613–1640 с.
14. Blocken, B. 50 years of Computational Wind Engineering: Past, present and future // *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* Elsevier. – 2014. – Т. 129. – 69–102 с.
15. Murakami, S. Computational wind engineering // *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* Elsevier. – 1990. – Т. 36. – 517–538 с.
16. Uematsu, T. Three-dimensional numerical simulation of snowdrift / T. Uematsu [и др.] // *Cold Reg. Sci. Technol.* Elsevier. – 1991. – Т. 20, вып. 1. – 65–73 с.
17. Liston, G.E. A two-dimensional computational model of turbulent atmospheric surface flows with drifting snow / G.E. Liston, R.L. Brown, J.D. Dent // *Ann. Glaciol.* – 1993. – Т. 18. – 281–286 с.
18. Bang, B. Computer simulation of wind speed, wind pressure and snow accumulation around buildings (SNOW-SIM) / Bang B. [и др.] // *Energy Build.* Elsevier. – 1994. – Т. 21, вып. 3. – 235–243 с.
19. SERINE, A. The Numerical Simulation of Snowdrift Around a Building / A. SERINE [и др.] // *Int. J. Comput. Fluid Dyn.* – 2007. – Т. 12, вып. 3–4. – 249–255 с.
20. Pomeroy, J.W. A process-based model of snow drift ing // *Ann. Glaciol.* – 1989. – Т. 13. – 237–240 с.

УДК 624.012.36

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОНЬКОВОЙ ЗОНЫ БАЛОК КРИВОЛИНЕЙНОГО ОЧЕРТАНИЯ

Матвеевко Н. В., Малиновский В. Н.

Отличительной особенностью при проектировании балок криволинейного очертания является конструирование коньковой зоны. При этом коньковой зоной считается зона балки, расположенной по обе стороны от нормального сечения, проходящего по коньку ломаной верхней грани. Согласно рекомендациям по расчету и конструированию двускатных балок [1] армирование коньковой

зоны должно быть таким, чтобы поперечная арматура могла воспринимать вертикальную составляющую от сил сжатия в верхних полках. В отечественной практике проектирования железобетонных конструкций (согласно [2]) при определении требуемого количества поперечной арматуры в коньковых узлах рам и балок выполняют расчет на отрыв, возникающий от действия вертикальной составляющей усилий в сжатом бетоне и (или) растянутой арматуре.

Формирующаяся вертикальная составляющая усилия в сжатой зоне бетона изменяет напряженно-деформированное состояние коньковой зоны пролета балки: траектория главных сжимающих усилий устремляется к нижней грани, а растягивающих – к верхней. Таким образом, в зоне конька балки создаются условия подобные фиктивной опоре, а в зоне между пролетным грузом и фиктивной опорой складывается двухосное напряженное состояние подобно напряженно-деформированному состоянию опорной зоны однопролетной балки постоянного сечения. Таким образом, напряженное состояние коньковой зоны оказывается куда более сложным, чем предложенная в [2] методика расчета, учитывающая только возможный отрыв сжатой зоны бетона.

С целью получения обоснованных данных о характере напряженно-деформированного состояния коньковой зоны и определения местоположения опасного сечения балок криволинейного очертания выполнено численное исследование напряженно-деформированного состояния предварительно напряженной железобетонной балки ломаного очертания (рисунок 1). Ширина сечения балки составляет 120 мм. Высота сечения переменная: минимальная 270 мм для наклонной части, максимальная 350 мм в коньке. Средняя прочность бетона при сжатии принята 37,50 МПа, при растяжении – 3,36 МПа. В качестве продольного армирования принят один прямолинейный канат диаметром 12,5 мм класса Y1860 S7. Уровень предварительного напряжения составляет $0.7 \cdot f_{p0,1k}$.

В наклонной части балки для обеспечения достаточного сопротивления балки изгибу предусмотрено продольное армирование из двух стержней диаметром 18 мм арматуры класса S500, в средней части – один стержень диаметром 18 мм класса S500. В сжатой зоне по всей длине установлено два стержня диаметром 12 мм класса S500. Поперечная арматура в балке не предусматривалась. Загружение балки осуществляется двумя сосредоточенными силами в месте излома нижней грани.

Более подробная информация о конструктивном решении и схеме загрузки балки представлена на рисунке 1.

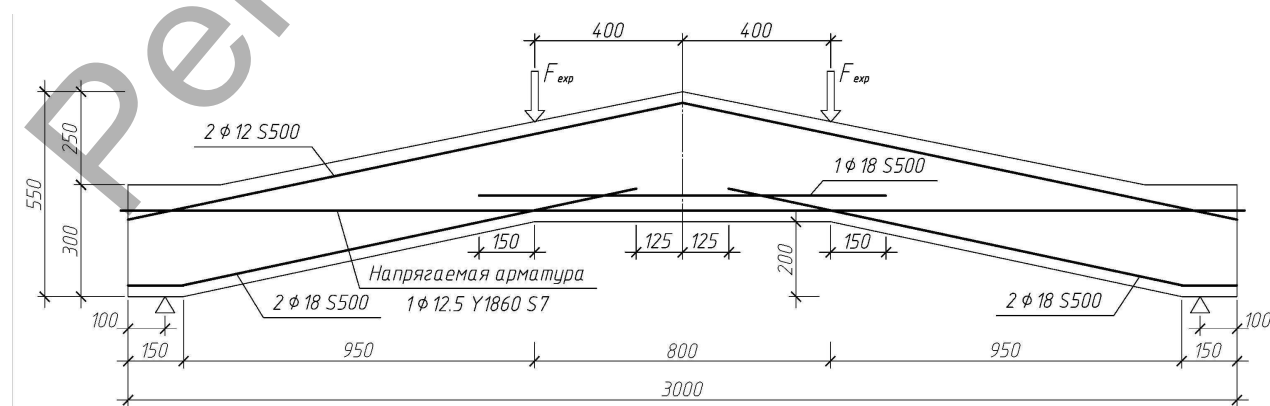


Рисунок 1 – Конструктивное решение и схема загрузки исследуемой балки

При моделировании искусственного каменного материала (бетона) при расчете на ЭВМ использовалась пластическая модель с вероятностью разрушения («concrete damage plasticity model»). Преимуществом данной модели является возможность учитывать образование и развитие трещин в условиях плоского напряженного состояния.

В основу расчетной диаграммы деформирования бетона при сжатии была принята согласно рекомендациям п. 6.1.5 СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» полная диаграмма деформирования. Для описания в расчетах диаграммы деформирования бетона при осевом растяжении приняты аналитические зависимости L. Bertolotti [5], описывающие как восходящую, так и нисходящую ветвь.

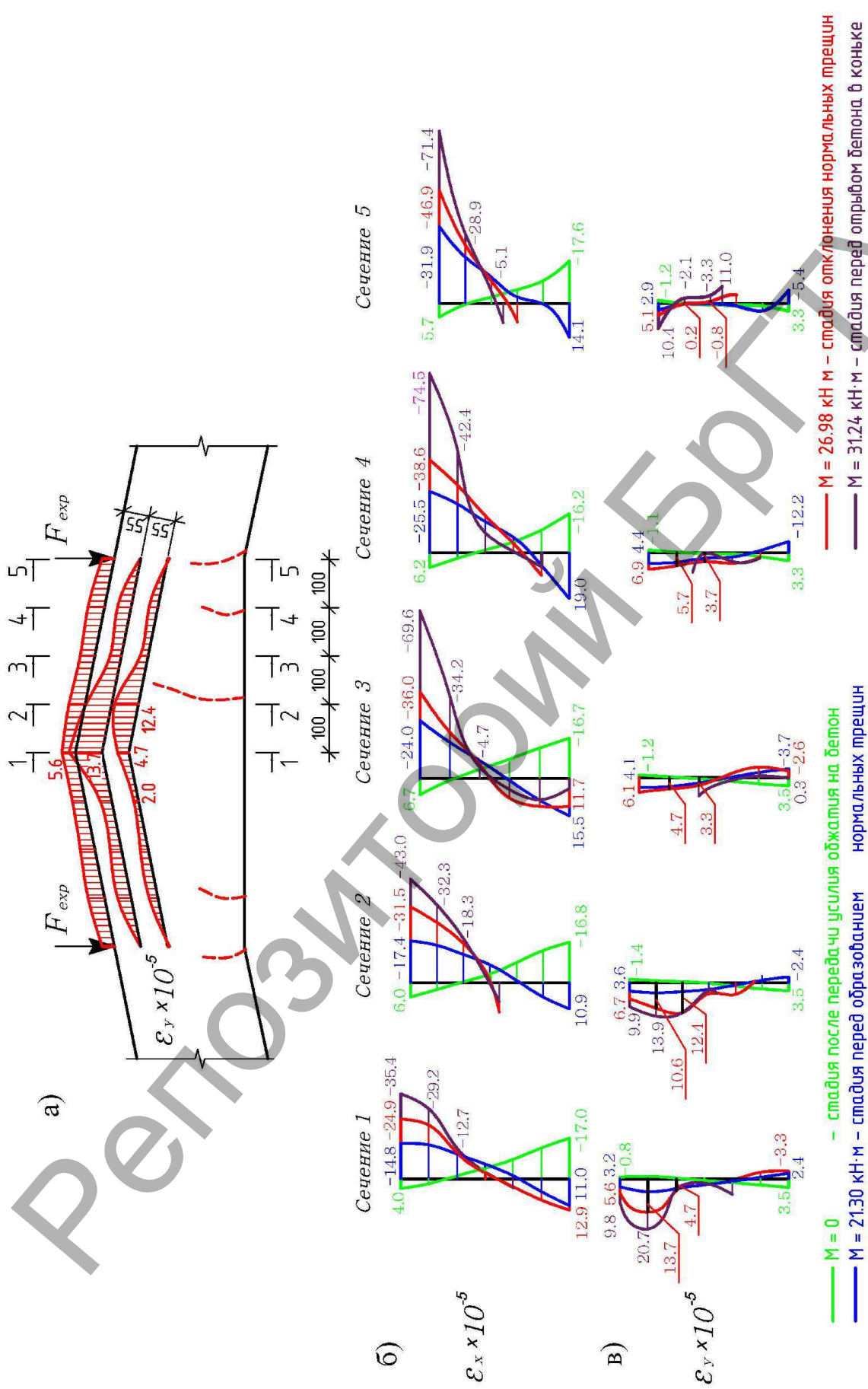
Для упрощения математической модели, уменьшения требуемой вычислительной мощности и продолжительности расчета модели полные диаграммы деформирования бетона при сжатии и растяжении заменялись на кусочно-линейные, при этом количество линейных участков и характерные точки выбирались таким образом, чтобы расчетная диаграмма графически наиболее точно соответствовала полной диаграмме. Более подробная информация о принятых диаграммах деформирования и базовых параметрах для принятой модели сопротивления бетона (модуль упругости, коэффициент Пуассона, угол дилатации и др.) изложена в более ранних публикациях авторов [4, 5].

Для моделирования стальной арматуры была использована упрощенная диаграмма деформирования с двумя линейными участками - зоной упругой работы до характеристического значения предела текучести (условного предела текучести) и зоной пластической работы с незначительным упрочнением после достижения предела текучести.

Результаты численного моделирования хорошо согласуются с экспериментальными данными, полученными ранее по следующим параметрам: усилие трещинообразования, зависимость «изгибающий момент – прогиб», разрушающая нагрузка [6].

На рисунке 2 приведены эпюры продольных (ϵ_x) и поперечных (ϵ_y) деформаций в пяти сечениях балки Б-1-1. Для оценки напряженно-деформированного состояния коньковой зоны балки анализ развития деформаций в сечениях выполнен на четырех характерных стадиях загрузки: после окончания передачи усилия обжатия бетона (изгибающий момент от внешней нагрузки $M = 0$), перед образованием нормальных трещин в зоне чистого изгиба ($M = 21.30$ кН·м), при моменте $M = 26.98$ кН·м, при котором начинается отклонение нормальных трещин в коньковой части балки в направлении пролетного груза и непосредственно перед отрывом бетона сжатой зоны в коньке ($M = 31.24$ кН·м).

На этапе обжатия отмечено линейное распределение деформаций во всех сечениях по длине коньковой зоны (рисунок 2, б, в). При этом в нижней части сечения продольные деформации имеют отрицательное значение, а в верхней положительное (что свидетельствует о сжатии и растяжении), соответствующие механике твердого тела при загрузении балки продольной сжимающей силой: по длине коньковой зоны балки относительные продольные деформации растяжения и сжатия имеют примерно одинаковую величину в зоне расположения сечений несмотря на изменение высоты сечения балки. Поперечные деформации в сечениях балки имеют малую величину, и их значения удовлетворительно связаны с величиной продольных деформаций коэффициентом Пуассона.



а) фрагмент коньковой зоны балки; б) эпюры продольных деформаций ϵ_x ; в) эпюры вертикальных деформаций ϵ_y
Рисунок 2 — Напряженно-деформированное состояние коньковой зоны балки

До образования нормальных трещин в коньковой зоне балки ($M = 21.30 \text{ кН}\cdot\text{м}$) не отмечено каких-либо существенных различий в характере напряженно-деформированного состояния по сравнению с балками прямолинейного очертания: распределение как продольных, так и поперечных деформаций носит линейный характер, при этом в верхней части сечения возникают продольные деформации укорочения, в нижней – удлинения, что является признаком погашения усилия предварительного обжатия. Вертикальные деформации не меняют значительно величину и не оказывают существенного влияния на напряженно-деформированное состояние в сечениях коньковой зоны балки, но в большей мере увеличиваются по величине в сечениях, расположенных непосредственно у пролётных грузов.

За критерий образования трещин принято достижение относительными деформациями удлинения величины $20.7 \cdot 10^{-5}$, что соответствует пиковой точке диаграммы деформирования бетона при осевом растяжении, полученной по зависимостям, предложенным L. Bortolotti [3]. Величина продольных деформаций удлинения в сечении 4 на данном этапе загрузки, приближаясь к указанной величине, что свидетельствует о скором наступлении момента возникновения трещины.

Существенные изменения в направлении и величинах главных деформаций удлинения и укорочения отмечаются после образования с растянутой грани нормальных трещин в сечении, проходящем по коньку или в непосредственной близости от него (на расстоянии 100-150 мм). После возникновения трещин происходит резкое уменьшение высоты сжатой зоны бетона, сжимающие усилия в бетоне, направленные параллельно верхней грани балки, в данных сечениях концентрируются на относительно небольшой по высоте зоне сечения и, как следствие, значительно быстрее изменяются по величине по сравнению с усилиями без вертикальных трещин. Проекция этих усилий, направленная вертикально вверх, стремится оторвать конек балки и одновременно приводит к отклонению главных деформаций удлинения по направлению к коньку, а на уровне сжатой зоны бетона они ориентированы вертикально вверх, что позволяет сделать вывод о необходимости анализировать распределение в сечении вертикальных деформаций, как оказывающих наиболее существенное влияние на напряженное состояние коньковой зоны балки.

Эпюра вертикальных деформаций на данном этапе загрузки ($M = 26.98 \text{ кН}\cdot\text{м}$) имеет ярко выраженный нелинейный характер: происходит резкое возрастание вертикальных деформаций по высоте сжатой зоны бетона, в то время как в растянутой части сечения их значения не изменяются по сравнению с предыдущими стадиями загрузки. Максимальные значения вертикальных деформаций отмечены на уровне центра тяжести сжатой зоны бетона, и это подтверждается ранее выполненными исследованиями [7].

Таким образом, в нормальных сечениях коньковой зоны действуют нормальные и касательные напряжения, то есть образуется плоское напряженное состояние, результатом которого являются главные растягивающие напряжения и образующиеся наклонные трещины, ориентированные под некоторым углом к продольной оси балки. Данное обстоятельство изменяет направление ранее образовавшихся нормальных трещин в сторону пролётных грузов, образуя наклонные трещины в средней части высоты сечения.

При величине изгибающего момента $M = 31.24$ кН·м происходит образование горизонтальной трещины на расстоянии 40 мм от верхней грани балки, что приводит к отрыву сжатой зоны бетона на уровне центра тяжести сжатой арматуры (отслаивание защитного слоя бетона).

Анализ распределения вертикальных деформаций по длине балки (рисунок 2, а) показывает, что влияние вертикальной проекции усилия в сжатой зоне бетона имеет наибольшую интенсивность на участке длиной 200 мм от конька в каждую сторону, что примерно составляет величину высоты сжатой зоны бетона в сечении с трещиной (рисунок 2, б).

На основании выполненного исследования влияния ломаного очертания можно сделать следующие выводы:

1. До образования нормальных трещин в коньковой зоне напряженно-деформированное состояние балки ломаного очертания не имеет существенных отличий по сравнению с элементами прямолинейного очертания.

2. После образования нормальных трещин в сечении, проходящем по коньку или в непосредственной близости от него, сжимающие напряжения в бетоне, направленные параллельно верхней грани, концентрируются по относительно небольшой высоте сжатой зоны бетона и, как следствие, значительно увеличиваются, что приводит к резкому возрастанию вертикального усилия в коньке, вызывающему отрыв бетона сжатой зоны.

3. От действия вертикальной составляющей усилия в сжатой зоне бетона создаются условия подобные фиктивной опоре: в зоне между грузом и фиктивной опорой складывается двухосное напряженное состояние и нормальные трещины, образовавшиеся на начальных этапах загрузки, отклоняются по направлению к пролетному грузу.

4. Максимальные значения вертикальных растягивающих деформаций возникают на уровне центра тяжести сжатой зоны бетона на участке длиной $(0,57 \cdot h)$ в каждую сторону от конькового сечения балки.

Список цитированных источников

1. Панарин, Н.Я. Железобетонные конструкции / Н.Я. Панарин, А.П. Павлов, Н.М. Онуфриев. – М.: Высшая школа, 1971. – 554 с.
2. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) – М. : Госстройиздат, – 1978. – 129 с.
3. Bortolotti, L. First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension // ACI Materials Journal, Jan.-Feb. – 1991. – Vol. 88, № 1. – P. 70-73.
4. Малиновский, В.Н. Эффективность железобетонных конструкций при смешанном армировании // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник научных трудов. – Минск: Институт БелНИИС, 2016. – Вып.8. – С. 134–154. doi: 10.23746/2016-8-9.
5. Кривицкий, П.В. Математическая модель предварительно напряженных железобетонных балок с полого отогнутой арматурой при различных пролетах среза / П.В. Кривицкий, Н.В. Матвеев // Вестник БрГТУ. Брест, 2018. № 1(109): Строительство и архитектура. – С. 92–97.
6. Малиновский, В.Н. Особенности напряженно-деформированного состояния балок с изменяющейся высотой сечения / В.Н. Малиновский, Н.В. Матвеев // Вестник Полоцкого государственного университета. – 2018. – № 16 : Серия Ф. Строительство и прикладные науки.
7. Матвеев, Н.В. К исследованию напряженно-деформированного состояния коньковой зоны балок криволинейного очертания / Н.В. Матвеев, В.Н. Малиновский // Вестник науки и образования Северо-Запада России. –2018. – Т. 4, № 5. – С. 9 – 17.

АНАЛИЗ КЛАССИЧЕСКИХ МЕХАНИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИЯ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Молош В. В., Томашев И. Г.

1 Введение

Прежде всего хотелось бы отметить, что все существующие в настоящее время модели сопротивления являются эмпирическими. Из них можно выделить модели, построенные на базе математических функций, назовем их математическими моделями, и модели, базирующиеся на известных уравнениях и гипотезах механики твердого деформируемого тела, назовем их механическими моделями.

Большинство математических моделей не отвечает на вопрос о том, как происходит перераспределение внутренних сил в плите. Это понимание может быть получено только при использовании механической модели, учитывающей напряжения и деформации в арматуре и бетоне, а также описывающей механизм разрушения под нагрузкой узла сопряжения плиты и колонны. Все механические модели условно можно разделить на три основные группы: модели, базирующиеся на уравнениях механики твердого деформируемого тела; модели аналогий – ферменной аналогии, подкосов и затяжек; модели, построенные на теории пластичности. Такое деление условно по причине того, что многие модели могут быть отнесены одновременно к двум или ко всем трем группам.

Поскольку проблема среза при продавливании является достаточно сложной, общепринятая модель для проектирования до сих пор не разработана. В нормативных документах по-прежнему предложены математические формулы для определения перерезывающей силы, распределенной по контрольной площади, полученные на основании эмпирически данных. Создание общей механической модели является проблемой актуальной и интенсивно обсуждаемой среди исследователей.

Ниже рассмотрены лишь некоторые механические модели сопротивления срезу при продавливании, которые уже принято называть классическими. Рассмотренная модель S. Kinnunen и H. Nylander [3] явилась основой для модели так называемой «критической наклонной трещины», получившей интенсивное развитие в течение последних двадцати лет благодаря работам A. Muttoni [6] и вошедшей в *fib* Model Code 2010 [7]. Кроме этого выполнен статистический анализ значений предельных перерезывающих сил при продавливании, полученных при расчетах по приведенным моделям, а также выполнена оценка того, как учтено в моделях влияние базовых параметров на величину перерезывающих сил.

2 Механические модели.

1) Модель S. Kinnunen и H. Nylander [3]

Предельная перерезывающая сила для плит без поперечного армирования вычисляется по выражениям (1) и (2) при достижении равенства $V_{u,c}$ и $V_{u,s}$, которое осуществляется изменением высоты сжатой зоны бетона k_x .

$$V_{u,c} = k\pi\eta d^2 k_x \frac{1 + \frac{2k_x}{\eta}}{1 + \frac{k_x}{\eta}} f_c \cdot f(\alpha), \quad (1)$$

где $\eta = \frac{c_2}{d}$ и $f(\alpha) = \frac{\tan \alpha (1 - \tan \alpha)}{1 + \tan^2 \alpha}$,

$$V_{u,s} = k4\pi\rho_l f_y d r_f \left[1 + \ln \left(\frac{\delta d}{2r_u} \right) \right] \frac{1 - \frac{k_x}{3}}{\delta - \eta}, \text{ [МН]}. \quad (2)$$

В формулах (1) и (2) и далее: $V_{u,c}$ – составляющая перерезывающей силы, воспринимаемая бетоном; $k = 1,1$ поправочный коэффициент для плит с армированием в двух направлениях и колонной квадратного сечения (для круглых плит с круглой колонной $k = 1,0$); π – математическая константа; α – угол наклона трещины среза; d – рабочая высота плиты; k_x – высоты сжатой зоны бетона; f_c – прочность бетона при осевом сжатии, в уравнение (1) подставляют в МПа; c_2 – длина стороны (диаметра) колонны; $V_{u,s}$ – составляющая перерезывающей силы, воспринимаемая продольной арматурой; ρ_l – коэффициент продольного армирования; f_y – сопротивление продольной арматуры, соответствующее пределу текучести, в МПа; r_f – радиус колонны или длина половины стороны колонны; $\delta = l_{\text{плиты}} / d$; $l_{\text{плиты}}$ – диаметр окружности, очерченной сечением с нулевым моментом; r_u – радиус, отсчитываемый от оси колонны до центра тяжести растянутой арматуры в наклонной трещине.

2) Модель J. Мое [5]

В 1961 г. J. Мое [5] предложил рассматривать одновременно две формы разрушения в предельном состоянии. Первоначально рассчитывают поперечную силу V_{flex} , соответствующую предельному сопротивлению при изгибе по нормальному сечению у колонны. Выражение для определения предельной перерезывающей силы при продавливании V_u J. Мое получил в следующем виде:

$$V_u = \frac{1,246 \cdot (1 - 0,059\eta) \cdot u_{col} d \sqrt{f_c}}{1 + \frac{0,436}{V_{flex}} u_{col} d \sqrt{f_c}}, \quad (3)$$

$$V_{flex} = C\omega(1 + 0,29\omega)d^2 f_c, \quad (4)$$

где $\omega = \rho \frac{f_y}{f_c}$, $\eta = \frac{c_2}{d}$, (5)

u_{col} – периметр колонны; C – коэффициент, который для соответствующих условий нагружения выражен отношением предельного изгибающего момента в плите к реакции в колонне V_{flex} .

3) Аналитическая модель Ph. Menetrey [4]

В общем случае считают, что разрушение происходит после достижения в наклонной трещине предельных напряжений растяжения. Предельную перерезывающую силу при этом предложено определять согласно выражению:

$$F_{pun} = F_{ct} + F_{dow} + F_{sw} + F_p, \quad (6)$$

где F_{ct} , F_{dow} , F_{sw} , F_p – вертикальные проекции равнодействующих соответственно растягивающих сил в бетоне, силы, вызванной нагельным сопротивлением продольной арматуры, силы в поперечной арматуре, силы в предварительно напряженных канатах.

$$F_{ct} = \pi(r_1 + r_2)s \cdot \sigma_v = \pi(r_1 + r_2)s \cdot f_{ct}^{2/3} \xi \eta \mu, \quad (7)$$

$$r_1 = r_f + \frac{1}{10} \frac{d}{\tan \alpha}, \quad r_2 = r_f + \frac{d}{\tan \alpha}, \quad s = \sqrt{(r_2 - r_1)^2 + (0,9d)^2},$$

$$\xi = \begin{cases} -0,1\rho_l^2 + 0,46\rho_l + 0,35 & 0 < \rho_l < 2\% \\ 0,87 & \rho_l \geq 2\% \end{cases}, \quad [\text{МПа}^{1/3}], \quad \mu = 1,6 \cdot (1 + d / d_a)^{-1/2},$$

$$\eta = \begin{cases} 0,1(r_s / h)^2 - 0,5(r_s / h) + 1,25 & 0 < r_s / h < 2,5 \\ 0,625 & r_s / h \geq 2,5 \end{cases},$$

где f_{ct} – предел прочности бетона на осевое растяжение; s – длина наклонной трещины; r_f – радиус колонны; ξ , η , μ – безразмерные коэффициенты; ρ_l следует применять в процентах; d_a – максимальный размер заполнителя; h – толщина плиты.

$$F_{dow} = \frac{1}{2} \sum^{bars} \phi_s^2 \sqrt{f_c f_{ct} (1 - \zeta^2)} \sin \alpha, \quad (8)$$

где суммирование выполнено для всех стержней продольной арматуры, пересекающих наклонную трещину; ϕ_s – диаметр стержней продольной арматуры; $\zeta = \sigma_s / f_t$; σ_s – продольные напряжения в растянутом арматурном стержне:

$$\sigma_s = \frac{F_{pun} / \tan \alpha}{\sum^{bars} A_s}.$$

4) Модель сопротивления Т. Georgopoulos [2]

В модели, разработанной Т. Georgopoulos [2] в 1988-1989 гг., главными параметрами являются прочность бетона при растяжении f_{ctk} и механический индекс армирования ω .

Т. Georgopoulos получает уравнение (12) для вычисления предельной продавливающей силы:

$$P_u = 4,13 \cdot f_{ct} \cdot d^2 \cdot \cot \alpha \cdot \left(\frac{\lambda}{2} + 0,2 + 0,35 \cdot \cot \alpha \right) \text{ [МН]}, \quad (9)$$

$$\tan \alpha = \frac{0,056}{\omega} + 0,3, \quad \omega = \rho_l \cdot \frac{f_y}{f_c},$$

где $f_{ct} \approx 0,17(f_{ck,cube})^{2/3}$; $\lambda = d_{st} / d$; d_{st} – диаметр колонны; ω – механический индекс армирования.

5) Модель Z.P. Vařant и Z. Cao [1]

В 1987 г. Z. P. Vařant и Z. Cao [1] выдвинули предположение, что предельная продавливающая сила должна определяться из рассмотрения уравнений равновесия с учетом энергии разрушения, а не построением критериев прочности только для предельного состояния. В экспериментальных исследованиях Z. P. Vařant и Z. Cao установили, что наибольшее влияние на сопротивление продавливанию оказывает высота плиты.

Предельную продавливающую силу Z. P. Vařant и Z. Cao предложили определять по уравнению

$$V_u = \pi v_u b d, \quad (10)$$

где

$$v_u = C \left(1 + \frac{d}{\lambda_0 \cdot d_a} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (11)$$

при

$$C = 0,155 \cdot f_c \left(1 + 0,35 \frac{d}{u_{col}} \right),$$

где $\lambda_0 = 28,5$ – эмпирический параметр, характеризующий энергию нормального отрыва материала и форму конструкции.

3 Анализ рассмотренных механических моделей

Сравнение приведенных расчетных моделей показывает, что в самых ранних моделях не учитывалось влияние на срез при продавливании предельного сопротивления бетона растяжению. Это частично учитывается только в более новых моделях. В модели S. Kinnunen и H. Nylander [3], получившей дальнейшее развитие и модификацию другими исследователями, величина предельного сопротивления на срез при продавливании в основном связана с достижением высоких напряжений в сжатой зоне бетона, а нагрузка на колонну передается наклонным сжатым подкосом. В последние двадцать лет все чаще предлагались модели, основанные на механике разрушения, что говорит о том, что исследователи понимают значение влияния на сопротивление срезу при продавливании растягивающих напряжений в бетоне и напряжений, вызванных зацеплением бетона в наклонной трещине. К таким моделям можно отнести модели Ph. Megetrey [4], T. Georgopoulos [2] и модель «критической наклонной трещины», разработанную A. Muttoni [6]. До сих пор нет единого мнения о роли прочности бетона на растяжение.

Величина перерезывающей силы, вызывающей продавливание, сильно зависит от структуры трещин и поверхности разрушения. Во многих моделях исходят из того, что наклонная трещина среза имеет достаточно гладкую поверхность, образующую пирамиду продавливания. Считают, что такая плоская гладкая трещина раскрывается почти перпендикулярно к ее поверхности и трение не играет существенной роли на сопротивление, так как скольжение по поверхности трещины отсутствует. Поэтому во многих моделях, как например S. Kinnunen и H. Nylander [3], никак не учитывается влияние зацепления поверхностей бетона в наклонной трещине. Но в этой модели авторы не учитывают факт наличия в ряде случаев более крутых наклонных трещин, которые образуются из изгибных трещин. Такие изгибные тангенциальные трещины часто игнорируются, что противоречит ряду результатов экспериментальных исследований. Тем не менее является подтвержденным факт, что крутые наклонные трещины развиваются из трещин при изгибе, образовавшихся на ранних стадиях нагружения, и, безусловно, влияют на величину напряжений вблизи вершин трещин, а также на появление более пологих наклонных трещин перед разрушением.

Проверка достоверности приведенных моделей сопротивления срезу при продавливании выполнена путем сравнения экспериментальных и расчетных значений перерезывающих сил. На основании экспериментальных данных зарубежных авторов и собственных исследований была сформирована выборка объемом 250 образцов.

В целом можно отметить, что все расчетные модели, кроме модели Z. P. Bazant и Z. Сао [1], которая дает в среднем 8 % превышения, относительно достоверно оценивают величину перерезывающих сил при продавливании (рисунок 1).

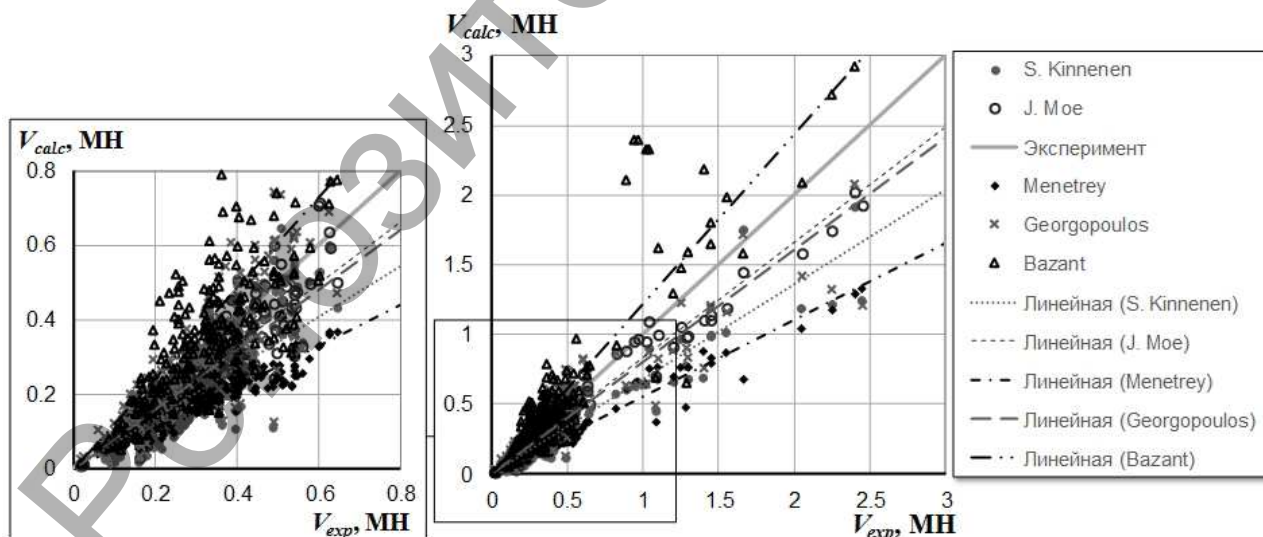


Рисунок 1 – Соотношения расчетных и экспериментальных предельных перерезывающих сил

Примерно горизонтальные линии тренда, приведенные на рисунке 4, демонстрируют, что модель Ph. Menetrey [4] наиболее точно оценивает влияние параметров ρ_l и d . Точность влияние f_{cm} с ее увеличением снижается. Из таблицы 1

видно, что эта модель приводит к одному из наименьших коэффициентов вариации $V_x = 0,196$ для значения V_{calc} / V_{exp} , наименьшему коэффициенту вариации для вектора ошибок $V_\delta = 0,198$ и одному из наибольших коэффициентов корреляции $r_{ik} = 0,973$. Указанные параметры сопоставимы со значениями, полученными для эмпирических моделей современных нормативных документов. Что может быть обосновано использованием в модели Ph. Menetrey [4] для учёта параметров ρ_l и d эмпирических зависимостей, полученных на основании аппроксимации данных базы, аналогичной той, которая была применена в данной работе. Следует также отметить, что модель Ph. Menetrey [4] является единственной моделью из рассматриваемых, которая в своей полной форме учитывает влияние поперечной арматуры и предварительного напряжения в арматуре (в рамках данной работы указанные зависимости не приведены).

Таблица 1 – Результаты статистического анализа при сравнении расчетных и экспериментальных величин продавливающих сил

Модель	$\min\left(\frac{V_{calc}}{V_{exp}}\right)$	$\max\left(\frac{V_{calc}}{V_{exp}}\right)$	$m\left(\frac{V_{calc}}{V_{exp}}\right)$	r_{ik}	V_x	b	V_δ
2	3	4	5	6	7		8
S. Kinnunen и Н. Nylander [3]	0.096	1.329	0.678	0.922	0.343	1.368	0.429
J. Moe [5]	0.184	1.259	0.838	0.978	0.195	1.183	0.221
Ph. Menetrey [4]	0.327	1.059	0.598	0.973	0.196	1.768	0.198
T. Georgopoulos [2]	0.199	1.701	0.936	0.907	0.292	1.144	0.337
Z. P. Bažant и Z. Cao [1]	0.423	2.534	1.079	0.907	0.364	0.736	0.363

В таблице приняты следующие обозначения:

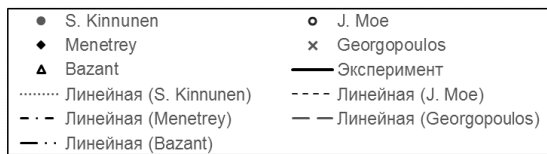
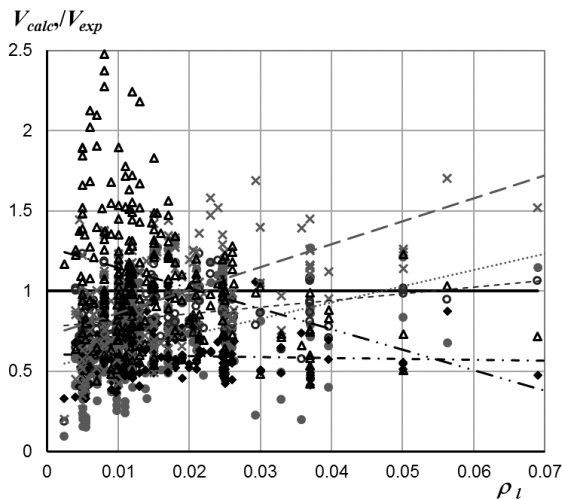
\min , \max , m – соответственно минимальное, максимальное и среднее значения;

r_{ik} – коэффициент корреляции расчетных и экспериментальных сопротивлений продавливанию; b – поправочный коэффициент для среднего значения;

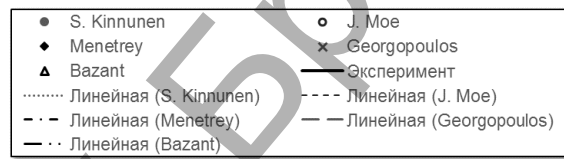
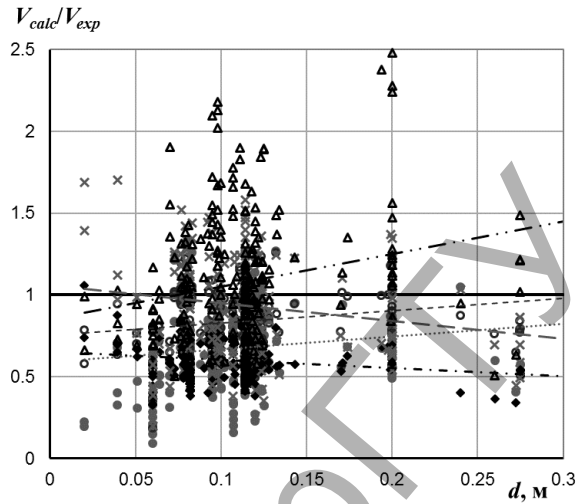
V_δ – коэффициент вариации для вектора ошибок δ

Модель J. Мое [5] (1961) приводит к удивительно хорошим результатам с точки зрения большинства статистических характеристик: близкое к единице значение среднего отношений V_{calc} / V_{exp} , составившее 0,838, наименьший коэффициент вариации отношений V_{calc} / V_{exp} $V_x = 0,195$ из рассматриваемых моделей и один из наименьших коэффициентов вариации для вектора ошибок $V_\delta = 0,221$, но при этом наибольший коэффициент корреляции $r_{ik} = 0,978$. Модель J. Мое [5] достаточно точно оценивает влияние f_{cm} (рисунок 2) вплоть до больших значений, свойственных высокопрочным бетонам. Влияние ρ_l и d оцениваются менее точно. Но только при $\rho_l > 0,06$ применение модели становится не безопасным. Высокая точность предсказания величины перерезывающих сил достаточно оригинальна, учитывая, что модель J. Мое [5] была получена на основании аппроксимации эмпирических данных. Ключом к этому может служить предложенная им связь между сопротивлением изгибу и срезу, а также использованный J. Мое механический индекс $\omega = \rho_l f_y / f_c$, вместо строго геометрического коэффициента ρ_l , что улучшило предсказание для высокопрочных бетонов и больших ρ_l .

a)



б)



в)

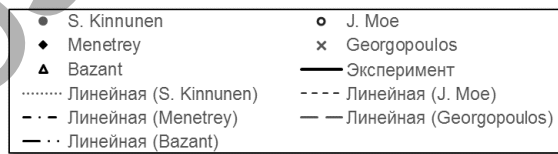
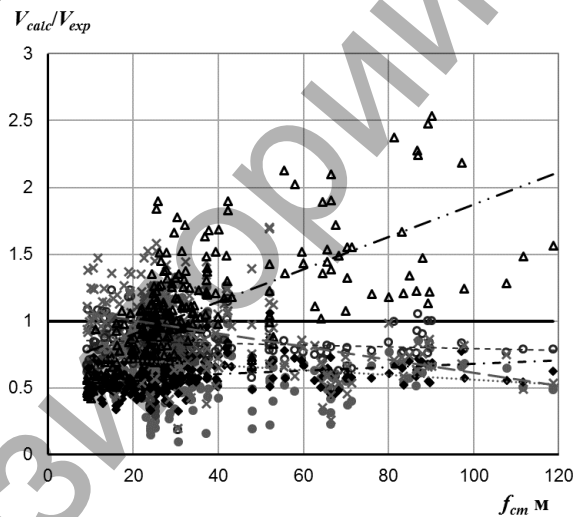


Рисунок 2 – Сравнение расчетных и экспериментальных значений перерезывающих сил в зависимости от изменения ρ_l (а), d (б) и f_{cm} (в)

Результаты, полученные по модели Т. Georgopoulos [2] (1987), показывают относительно небольшой коэффициент вариации $V_x = 0,292$, но сильно зависят от ρ_l и при $\rho_l > 0,023$ расчетные значения перерезывающих сил значительно превышают экспериментальные значения. Несмотря на относительно большой коэффициент корреляции $r_{ik} = 0,907$, коэффициент вариации вектора ошибок составляет $V_\delta = 0,337$. Влияние рабочей высоты плиты d и прочности бетона на осевое сжатие f_{cm} учтено достаточно безопасно (рисунок 2).

Модель S. Kinnunen и H. Nylander [3] (1960, 1961) и модель Z. P. Vařant и Z. Cao [1] наименее адекватно оценивают величину расчетных перерезывающих сил. Коэффициенты вариации отношений V_{calc} / V_{exp} составили соответственно $V_x = 0,343$ [3] и $V_x = 0,364$ [1], а коэффициент вариации вектора ошибок – $V_\delta = 0,429$ [3] и $V_\delta = 0,363$ [1]. Модель S. Kinnunen и H. Nylander [3] при увеличении коэффициента продольного армирования $\rho_l > 0,023$ приводит к небезопасному состоянию. А модель Z. P. Vařant и Z. Cao [1] в целом не безопасна и дает завышенные расчетные значения перерезывающих сил и особенно при повышении средней прочности бетона на осевое сжатие f_{cm} и рабочей высоты плиты d .

Заключение

1. К настоящему времени разработано достаточно большое количество механических моделей сопротивления срезу при продавливании, которые опираются в своей основе на принципы и правила механики твердого тела, а именно: на уравнения равновесия, уравнения физических свойств материалов, уравнения совместности деформаций, критерии разрушения. Тем не менее единой общепринятой механической модели сопротивления, адекватно отвечающей экспериментальным данным, до сих пор не разработано. В большинство нормативных документов введены сугубо математические зависимости, не имеющие в своей основе физического и механического смысла, но отвечающие большей достоверностью в предсказании расчетных величин перерезывающих сил в границах применимости в настоящее время. Все механические модели условно можно разделить на три основные группы: модели, базирующиеся на уравнениях механики твердого деформируемого тела; модели аналогий – ферменной аналогии, подкосов и затяжек; модели, построенные на теории пластичности. Такое деление условно по причине того, что многие модели могут быть отнесены одновременно к двум или ко всем трем группам.

2. По причине того, что в узле сопряжения плиты и колонны под нагрузкой создается сложное напряженно-деформированное состояние, полностью методами механики описать явление среза при продавливании до сих пор не удалось. В связи с этим практически во всех механических моделях некоторые уравнения построены на математических зависимостях, полученных аппроксимацией экспериментальных данных.

3. Из анализа рассматриваемых моделей установлено, что наиболее адекватными моделями можно считать модель J. Moe [5], разработанную еще в 1961 году и модель Ph. Menetrey, разработанную в 1996 г. Несмотря на то, что модель J. Moe [5] является в меньшей степени «механической», чем «математической», она позволяет с большой точностью определять величину перерезывающих сил в широких пределах варьирования базовых параметров ρ_l , d и f_{cm} . В модели, разработанной Ph. Menetrey, влияние базовых параметров также описано «математическими» функциями. Несколько менее точной является модель, разработанная T. Georgopoulos [2]. Расчетная модель, предложенная Z. P. Vařant и Z. Cao [1], значительно завышает величину перерезывающих сил, что приводит к большому коэффициенту вариации отношений V_{calc} / V_{exp} и коэффициенту вариации вектора ошибок V_δ . Модель S. Kinnunen и H. Nylander [3] является наименее точной.

Список цитированных источников

1. Bažant, Z.P. Size effect in punching shear failure of slabs / Z.P. Bazant, Z. Cao // ACI-Struct. Journ. – 1987. – Vol. 84, Jan.-Febr. – P. 44–53.
2. Georgopoulos, T. Durchstanzlast und Durchstanzwinkel punktförmig gestützter Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung / T. Georgopoulos // Bauingenieur. – 1989. – № 64. – S. 187–191.
3. Kinnunen, S. Punching of concrete slabs without shear reinforcement / S. Kinnunen, H. Nylander // Transactions of the Royal Inst. of Technology. – Stockholm, 1960. – Nr. 158.
4. Menetrey, Ph. Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures / Ph. Menetrey // Dep. de Genie Civil, EPFL Lausanne, 1994. – These № 1279. – P. 179.
5. Moe, J. Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads / J. Moe // Portland Cement Association Research and Development Laboratories, 5420 Old Orchard Road. – Skokie, Illinois, 1961. – April – P. 144.
6. Muttoni, A. Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement / A. Muttoni, J. Schwartz // IABSE Colloquium. – Zurich, Switzerland, 1991. – v. 62. – P. 703–708.
7. fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), Switzerland, 2013. – 432 p.
8. Молош, В.В. Сопротивление срезу при продавливании самонапряженных плоских железобетонных элементов без поперечного армирования: дис. к-та тех. наук : 05.23.01 / В.В. Молош. – Брест, 2000. – 225 л.
9. Основы проектирования строительных конструкций = Основы проектирования будаўнічых канструкцый: ТКП EN 1990-2011. – Введ. 15.11.2012. – Минск : СЕН/ТС 250 «Конструкционные Еврокоды»: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 70 с.

УДК 624.014

АНАЛИЗ ФЛАНЦЕВОГО СОЕДИНЕНИЯ ПОСРЕДСТВОМ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫХ МОДЕЛЕЙ

Надольский В. В.

1 Введение. Расчетные модели сопротивления, регламентированные в нормативных документах, подтверждаются большим количеством экспериментов и опытом проектирования. Однако ввиду высокой стоимости испытаний все большее распространение получает наиболее универсальный метод расчета посредством КЭ-моделей. Данное направление является очень актуальным и довольно интенсивно развивается, здесь следует отметить исследования [1, 2]. Однако при всей мощности данного метода существует ряд основных вопросов, нерешенных по настоящее время и сдерживающих применение КЭ-метода. Основные проблемы связаны с созданием КЭ-модели и интерпретацией результатов, что, как правило, требует больших теоретических знаний и практического опыта построения КЭ-модели. Существенно упрощает практическую реализацию расчетов соединений посредством МКЭ программный продукт IDEA StatiCa, разработанный в Чехии при существенной поддержке научного сообщества. Данный продукт позволяет очень хорошо выполнить качественный анализ соединений.

2 Обзор расчетных моделей сопротивления фланцевых соединений. В Республике Беларусь расчеты стальных конструкций ведутся согласно требованиям СНиП II-23-81* [3] или Еврокод 3 [4], но в данных стандартах нет методик по расчету фланцевого соединения элементов из замкнутого профиля.

В отечественной практике значительно облегчает эту ситуацию наличие Рекомендаций по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций [5]. В рамках отечественной методики конструирование фланцевого соединения обеспечивает его несущую способность, предъявляются требования к диаметрам болтов и толщинам фланцев, постановке дополнительных ребер жесткости, что позволяет вести расчет соединения только по прочности болтов и прочности сварных швов (прочность и деформации фланца обеспечиваются конструктивными требованиями). Такие принципы позволяют спроектировать соединение, равнопрочное сечению элемента, однако ограничивают разнообразие соединений и их экономичность.

В европейской системе нормирования ТКП EN 1993-1-8 «Стальные конструкции. Расчет соединений» [4] существуют разделы, посвященные расчету фланцевых соединений элементов из двутавров (раздел 6) и узлов сопряжения элементов замкнутого профиля (раздел 7), но в данном нормативном документе не рассматриваются фланцевые соединения элементов из замкнутого профиля (труб). Существует европейская методика расчета NCCI «Design models for splices in structural hollow sections» [6], которая основывается на руководстве «Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading» [7]. Метод расчета, представленный в европейских рекомендациях [6], на практике прост в реализации, но при этом следует отметить некоторые ограничения области применения: узкий диапазон применимости по толщине фланца, отсутствие указаний по расчету при наличии дополнительных ребер жесткости. Также в источнике [6], получившем наибольшее распространение, имеются отклонения и неточности по отношению к оригинальному изложению данной методики [7].

Большое распространение на европейской территории получили фланцевые узлы с двухрядным и четырехрядным расположением болтов без ребер жесткости, по этой причине европейская методика разработана только для такого типа узлов. С производственной точки зрения такие типы узлов обладают неоспоримой простотой изготовления, однако достичь равнопрочности соединения и элементов в таком случае практически невозможно, так как прочность таких соединений ограничена прочностью сварных швов. При двухрядном и четырехрядном расположении болтов можно предположить, что швы работают только вдоль граней с болтами (иногда эта предпосылка не идет в запас прочности, т. к. наиболее интенсивно швы будут работать около болтов и угловых зон профиля). При этом расчетная толщина шва назначается меньше толщины профиля и прочностные свойства угловых швов – меньше свойств стали профиля. Анализ показывает, что при двухрядном расположении болтов можно достичь 30-40% прочности профиля соединяемых элементов, а при четырехрядном расположении болтов – 60-70%. Остается неисследованным вопрос деформативности таких видов соединений, так как в расчетной методике заложено допущение развития пластических деформаций и, как следствие, фланцы будут обладать значительными деформациями.

В статье [8] автором предложен новый более универсальный метод расчета фланцевого соединения элементов прямоугольного сечения на основе модифицированного метода эквивалентного Т-образного элемента. Предложенная ме-

тодика представляет интерес в силу своей большей универсальности и может быть адаптирована для фланцевых соединений с ребрами жесткости.

3 Анализ методов расчета фланцевых соединений. Для анализа практического применения МКЭ и сравнения с существующими методиками расчета рассмотрены три конфигурации узла, представленные на рисунке 1. Конструктивное решение представлено для соединения элементов квадратного сечения 140x140x10, из стали S355, фланцы приняты из пластины t20, из стали S355, болты приняты класса прочности 8.8, M20, толщина сварного шва принята 8мм, для типа III ребра приняты из пластины t8 и приварены сварным швом толщиной 4мм. Результаты представлены в таблице 1. Поскольку области применения отечественной и зарубежной методики не совпадают, то сравнить данные подходы на численном примере не представляется возможным.

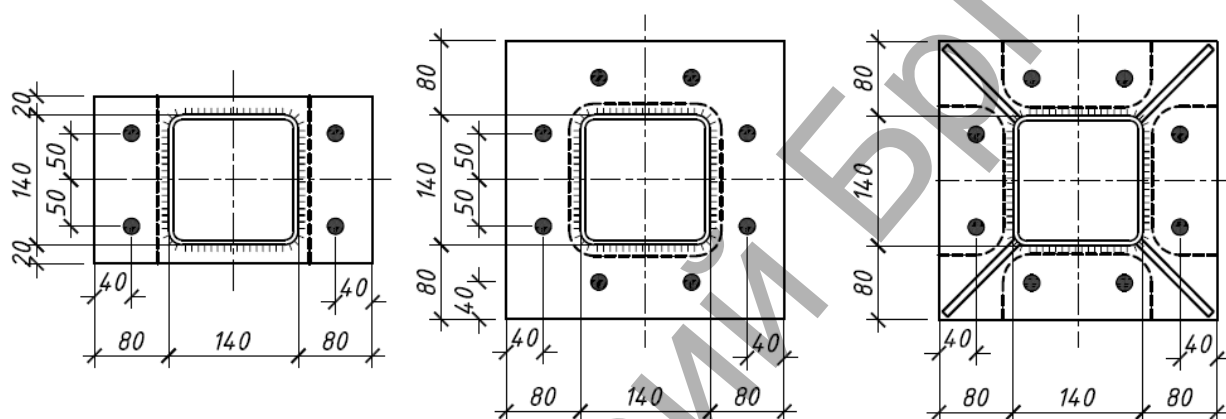


Рисунок 1 – Конфигурации фланцевых соединений с двухрядным (тип I) и четырехрядным расположением болтов без (тип II) и с ребрами жесткости (тип III)

Таблица 1 – Сравнение методов расчета фланцевых соединений

Методика расчета	Вид отказа	тип I	тип II	тип III
Т-образного элемента	Прочность и деформации фланца	414	736	1604
	Прочность болтов	386	748	984
	Прочность швов	564	1129	1129
Европейская	Прочность и деформации фланца	662	1324	1698
	Прочность болтов	378	750	–
	Прочность швов	564	1129	
Отечественная	Прочность болтов и фланца	662	1324	
	Прочность швов	–	–	933
КЭ метод	Прочность швов	–	–	1973
		410	775	1080

Все три типа соединения были смоделированы в программе IDEA StatiCa, результаты представлены на рисунке 2. Предельное значение пластических деформаций принято 0,2%. Для типа I соединений по КЭ-методу расчетное сопротивление составило 410кН, при этом характер работы соответствует классическим представлениям работы Т-элемента, за исключением зоны развития максимального изгибающего момента: эта зона смещается внутрь профиля, тогда как в модели Т-элемента она находится по грани сварного шва. Для типа II соединений по КЭ методу расчетное сопротивление составило 775 кН, при этом

характер работы и линии текучести более сложные чем по представлениям Т-элемента: зоны развития максимального изгибающего момента располагаются не только по периметру профиля, но включают угловые зоны за счет изгибных деформаций фланца в двух направлениях. Для типа III соединений по КЭ-методу расчетное сопротивление составило 1080 кН, при этом характер работы и линии текучести более сложные чем по представлениям Т-элемента: в конкретном примере более интенсивный изгиб фланца возникал вдоль линии ребер жесткости.

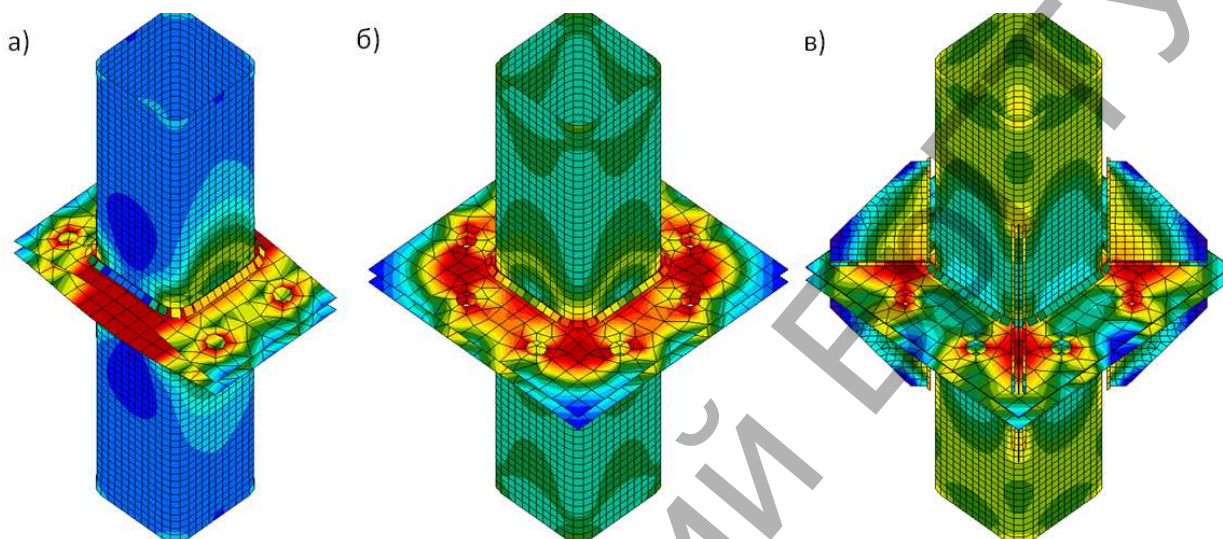


Рисунок 2 – Напряженно-деформированное состояние фланцевых соединений: а) с двухрядным расположением болтов (тип I); б) с четырехрядным расположением болтов без ребер жесткости (тип II); в) с четырехрядным расположением болтов с ребрами жесткости (тип III)

Заключение. На основании численного и качественного анализа результатов расчета фланцевых соединений посредством программного комплекса IDEA StatiCa и инженерных методик [5, 6, 8] можно отметить большую перспективу развития методов расчета, основанных на КЭ-методе, в силу их универсальности. Результаты настоящей работы могут быть использованы в качестве основы для дальнейшей верификации КЭ-моделей и частичного замещения реальных экспериментов моделированием. Более подробные результаты данного исследования представлены в статье [8].

Список цитированных источников

1. Семенов, А.А. Напряженно-деформированное состояние высокопрочных болтов фланцевых соединений в крупнительных стыках стропильных ферм / А.А. Семенов, А.А. Малярченко, И.А. Порываев, М.Н. Сафиуллин // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – No5 – С.54-62.
2. Пельмутер, А.В. Расчетные модели фланцевых соединений рамных узлов металлических конструкций и их программная реализация в «SCAD Office» / А.В. Пельмутер, Э.З. Крискунов, В.В. Юрченко // CADMaster. – 2010. - No3 – С.110-115.
3. Стальные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-23-81*. – Москва: ЦНИИСК, 1990.
4. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений.: ТКП EN 1993-1-8-2009 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – 2010.

5. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций / СО Стальмонтаж, ВНИПИ Промстальконструкция, ЦНИИПСК им. Мельникова. – М., 1988. – 83с.

6. NCCI: Design models for splices in structural hollow sections // Access Steel. – 2010. –10p.

7. Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading / J.A. Packer, J. Wardenier, X.-L. Zhao, G.J. van der Vegte and Y. Kurobane // CIDECT. – 2009. – P. 83-89.

8. Надольский, В.В. Расчет и конструирование фланцевого соединения элементов прямоугольного сечения, подверженных центральному растяжению / В. В. Надольский // Вестник Полоцкого государственного университета. – Серия F: Прикладные науки. Строительство. – 2018. – № 16. – С. 121–130.

УДК 624.073.2

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ С УЧЕТОМ ИХ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ

Семенюк С. Д., Кумашов Р. В.

Введение.

Применение сборно-разборных покрытий дорог из железобетонных плит позволяет избежать чрезмерного расхода материалов и средств. Будучи надежными в эксплуатации, эти дороги отвечают требованиям, выдвигаемым нуждами народного хозяйства. Такие дороги можно строить в любое время года, на любом грунте и сразу же эксплуатировать; строительство их поддается полной механизации, не требуется специального оборудования и машин. Сборные плиты могут изготавливаться как в заводских, так и в полигонных условиях без применения специального оборудования.

Однако неравномерные деформации основания и несимметричность приложения нагрузки приводят к возникновению в сечениях дорожных плит изгибающих и крутящих моментов, что пагубно сказывается на эксплуатационных характеристиках данных плит. В общем случае плиты работают на поперечный изгиб с кручением, в частности – на поперечный изгиб. Поэтому требуется учитывать влияние каждого из воздействий на несущую способность железобетонных плитных конструкций при их проектировании и изготовлении.

Способ Жемочкина. Статический расчет плиты на упругом полупространстве выполняем способом Жемочкина. Данный подход позволяет рассчитывать плиты на произвольном линейно-упругом деформируемом основании любой формы в плане и загруженные произвольной нормальной к срединной плоскости плиты внешней нагрузкой [1].

Алгоритм статического расчета железобетонной плиты на упругом полупространстве предусматривает шаговый метод последовательных приближений с использованием итерационного метода упругих решений для вычисления относительных деформаций в элементарных площадках.

Плита разбивается на *mхп* прямоугольных участков (рисунок 1). В середине каждого участка ставится связь, через которую осуществляется контакт плиты с

упругим основанием, а в центре плиты вводится защемление. Принимается, что усилие в каждой связи вызывает равномерное распределение реактивных давлений в пределах участка [2].

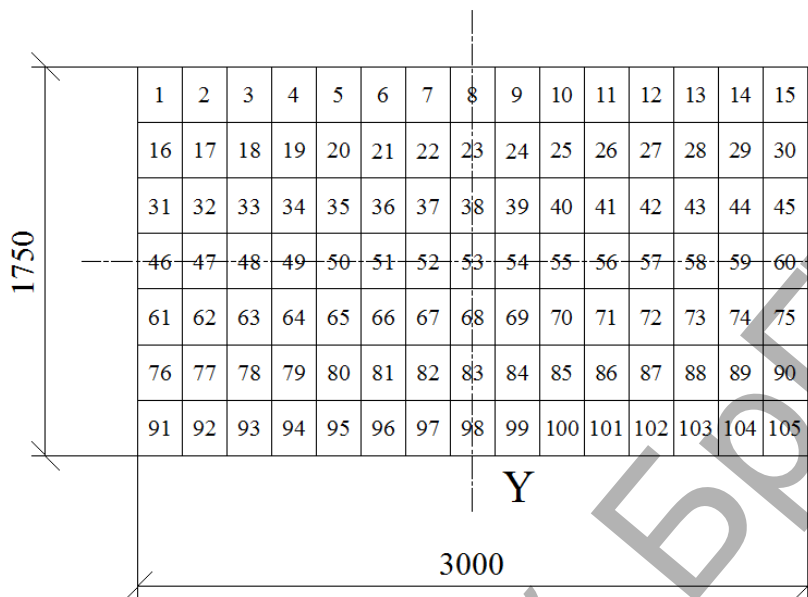


Рисунок 1 – Пример разбивки плиты на прямоугольные участки

Система канонических уравнений способа Жемочина имеет вид

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^n \left(\sum_{k=1}^n \delta_{ik} R_k + \varphi_{0x} y_i + \varphi_{0y} x_i + u_0 + \Delta_{ip} = 0 \right); \\ - \sum_{k=1}^n R_k y_k + M_{px} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n R_k x_k + M_{py} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n R_k + Q = 0, \end{array} \right. \quad (1)$$

где u_0 , φ_{0x} , φ_{0y} – линейное и угловые перемещения введенного защемления на плите; Q , M_{px} , M_{py} – равнодействующая внешних сил, действующих на плиту, и ее моменты относительно координатных осей; R_k – реактивные усилия.

Коэффициенты при неизвестных усилиях в связях в системе зависят от прогибов плиты в основной системе смешанного метода и осадок упругого основания и определяются формулой:

$$\delta_{ik} = w_{ik} + V_{ik} \quad (2)$$

где w_{ik} – прогиб плиты в точке x_i в основной системе от действия $R_k = 1$;

V_{ik} – перемещение точки приложения R_i на границе основания от действия равномерно распределенного по участку $b \times c$ усилия $R_k = 1$.

В свою очередь каждый участок рассматривается как совокупность элементарных площадок, в пределах которых деформации считаются равномерно распределенными, а по высоте сечения элемента – связанные гипотезой плоских сечений [3].

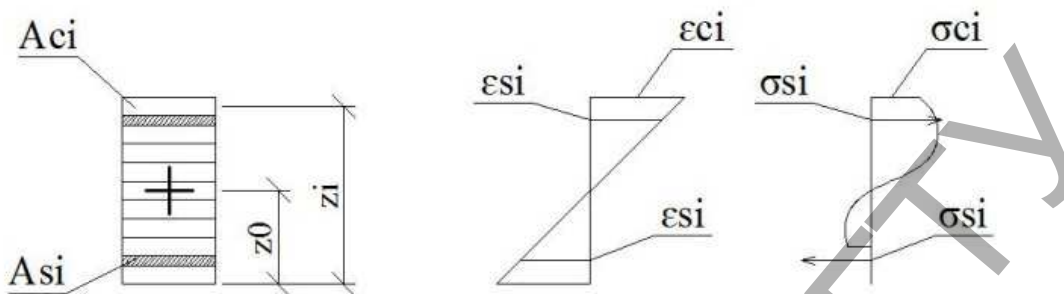


Рисунок 2 – Расчетное поперечное сечение плиты и распределение деформаций и напряжений

В качестве диаграммы бетона, устанавливающей зависимость между напряжениями и деформациями, принимаем нелинейную диаграмму состояния бетона с ниспадающей ветвью, рекомендованную ТКП EN 1992-1-1-2009:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta}; \quad (3)$$

$$\frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}} = \frac{k_t \eta_t - \eta_t^2}{1 + (k_t - 2) \cdot \eta_t},$$

где $\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$; $\eta_t = \frac{\epsilon_{ct}}{\epsilon_{ct1}}$;

$\epsilon_{c1}, \epsilon_{ct1}$ – относительная деформация при максимальном значении напряжения при сжатии и растяжении;

$$k = 1,05 E_{cm} \cdot \frac{|\epsilon_{c1}|}{f_{cm}}; \quad k_t = 1,05 E_{cm} \cdot \frac{|\epsilon_{ct1}|}{f_{ctm}}.$$

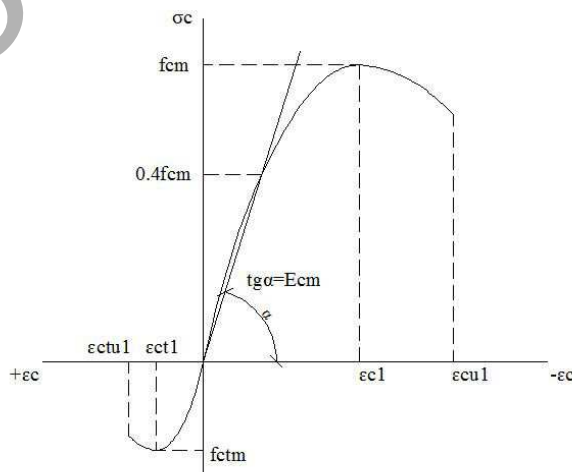


Рисунок 3 – График зависимости «напряжение-относительная деформация» для бетона

При заданном усилии от внешней нагрузки задается положение центра изгиба сечения плиты в предположении упругой работы бетона и арматуры

$$z_0 = \frac{\sum_{i=1}^n E_{oi} A_i z_i}{\sum_{i=1}^n E_{oi} A_i}, \quad (4)$$

где E_{oi} – начальный модуль упругости бетона или арматуры i -й элементарной площадки;

z_i – расстояние от выбранной оси элемента до центра тяжести i -й элементарной площадки;

A_i – площадь сечения i -й элементарной площадки;

n – количество элементарных площадок бетона и арматуры.

Дифференциальное уравнение изгиба плиты с трещинами. До появления трещин железобетонные конструкции могут рассчитываться как изотропные линейно-упругие либо нелинейно-упругие. После образования трещин жесткость плиты становится переменной величиной и зависит от координат рассматриваемой точки.

Положим, что после образования трещин бетон плиты в отношении своих упругих свойств обладает тремя осями симметрии, т. е. является ортотропным материалом. Если эти плоскости симметрии принять в качестве координатных плоскостей, то соотношения между компонентами напряжений и деформаций для случая плоского распределения в плоскости XU можно записать в виде:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = [A] \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix}, \quad (5)$$

здесь

$$[A] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_{cm}} & \frac{\nu}{E_{cm}} & 0 \\ \frac{\nu}{E_{cm}} & \frac{1}{E_{cm}} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2 \cdot (1 + \nu)}{E_{cm}} \end{bmatrix}; \quad [B] = \frac{[A]^{-1}}{E_{cm}} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{\nu^2 - 1} & \frac{\nu}{\nu^2 - 1} & 0 \\ \frac{\nu}{\nu^2 - 1} & -\frac{1}{\nu^2 - 1} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2 \cdot (1 + \nu)} \end{bmatrix},$$

где E_{cm} – модуль деформации бетона;

ν – коэффициент Пуассона.

Исследуя изгиб железобетонной плиты с трещинами, предполагаем, что перпендикулярные в срединной плоскости плиты линейные элементы остаются прямыми и нормальными к изогнутой поверхности плиты после ее деформирования [5]. На основании этого можно записать следующие выражения для компонентов деформации:

$$\varepsilon_x = -z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}; \quad \varepsilon_y = -z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}; \quad \gamma_{xy} = -2 \cdot z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}. \quad (6)$$

Соответствующие компоненты напряжений найдутся из уравнений:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = -z \cdot E_{cm} \cdot [B] \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ 2 \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{bmatrix}. \quad (7)$$

Тогда для определения моментов, возникающих в сечении плиты, можно записать:

$$\begin{aligned} M_x &= \int_{-z_0}^{h-z_0} \sigma_x z dz = - \left(D11 \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D12 \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right); \\ M_y &= \int_{-z_0}^{h-z_0} \sigma_y z dz = - \left(D21 \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D22 \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right); \\ M_{xy} &= \int_{-z_0}^{h-z_0} \tau_{xy} z dz = -2 \cdot D33 \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}, \end{aligned} \quad (8)$$

здесь

$$\begin{aligned} D11 &= \int_{-z_0}^{h-z_0} E \cdot B_{11} \cdot z^2 dz; & D12 &= \int_{-z_0}^{h-z_0} E \cdot B_{12} \cdot z^2 dz; \\ D22 &= \int_{-z_0}^{h-z_0} E \cdot B_{22} \cdot z^2 dz; & D21 &= \int_{-z_0}^{h-z_0} E \cdot B_{21} \cdot z^2 dz; \\ D33 &= \int_{-z_0}^{h-z_0} E \cdot B_{33} \cdot z^2 dz, \end{aligned} \quad (9)$$

где $D11, D12, D21, D22, D33$ – жесткости плиты;

h – высота плиты;

z_0 – координата срединной поверхности плиты.

Дифференциальное уравнение изгиба плиты записывается в виде:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} - 2 \cdot \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} = -q. \quad (10)$$

Тогда с учетом выражения (8) окончательно получаем дифференциальное уравнение изгиба железобетонной плиты с трещинами:

$$\begin{aligned}
& D11 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + D22 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + [D12 + D21 - 4D33] \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \\
& + 2 \cdot \frac{\partial D11}{\partial x} \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + 2 \cdot \frac{\partial D22}{\partial y} \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \left[2 \cdot \frac{\partial D12}{\partial x} - 4 \cdot \frac{\partial D33}{\partial x} \right] \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} + \\
& + \left[2 \cdot \frac{\partial D21}{\partial y} - 4 \cdot \frac{\partial D33}{\partial y} \right] \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} + \left[\frac{\partial^2 D11}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 D21}{\partial y^2} \right] \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \\
& + \left[\frac{\partial^2 D22}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 D12}{\partial x^2} \right] \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - 4 \cdot \frac{\partial^2 D33}{\partial x \partial y} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = -q.
\end{aligned} \tag{11}$$

Прогиб плиты с защемленной нормалью. Прогибы нейтральной поверхности плиты будем искать в виде:

$$W(x, y) = \left[\left(\frac{x}{b} \right)^2 + \left(\frac{y}{a} \right)^2 \right] \times \left[C00 + C01 \cdot \frac{x}{b} + C10 \cdot \frac{y}{a} + C11 \cdot \frac{x \cdot y}{b \cdot a} \right], \tag{12}$$

где $C00, C01, C10, C11$ – неопределённые коэффициенты;
 a, b – некоторый линейный размер плиты.

Для определения коэффициентов используем метод Ритца. Составляем функционал полной энергии плиты с защемленной нормалью и действующей силой $P(u, t)$:

$$\begin{aligned}
\mathcal{E} = & \frac{1}{2} \int_{-a}^a \int_{-b}^b \left[D11 \cdot \left(\frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial x^2} \right)^2 + D22 \cdot \left(\frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial y^2} \right)^2 + (D12 + D21) \times \right. \\
& \left. \times \frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial y^2} - 2D33 \cdot \frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial x \partial y} \right] dx dy - P \cdot W(u, t).
\end{aligned} \tag{13}$$

Ввиду линейности решаемой задачи этот функционал будет квадратичной функцией коэффициентов $C00, C01, C10, C11$. Из условия минимума функционала (13) составляется система линейных алгебраических уравнений относительно коэффициентов $C00, C01, C10, C11$ в виде:

$$\left. \begin{aligned}
\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial C00} &= 0 \\
\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial C01} &= 0 \\
\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial C10} &= 0 \\
\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial C11} &= 0
\end{aligned} \right\} \tag{14}$$

В результате решения данной системы получаем выражения для коэффициентов $C00, C01, C10, C11$

$$\begin{aligned}
C_{00} &= \frac{Pa^3bu^2 + Pab^3t^2}{16D_{11}a^4 + 16D_{22}b^4 + 16D_{12}a^2b^2 + 16D_{21}a^2b^2}; \\
C_{01} &= \frac{3Pa^3u^3 + 3Pab^2ut^2}{144D_{11}a^4 + 16D_{22}b^4 + 48D_{12}a^2b^2 + 48D_{21}a^2b^2 - 32D_{33}a^2b^2}; \\
C_{10} &= \frac{3Pa^3bu^2t + 3Pb^3t^3}{16D_{11}a^4 + 144D_{22}b^4 + 48D_{12}a^2b^2 + 48D_{21}a^2b^2 - 32D_{33}a^2b^2}; \\
C_{11} &= \frac{5Pa^2u^3t + 5Pb^2ut^3}{80D_{11}a^4 + 80D_{22}b^4 + 80D_{12}a^2b^2 + 80D_{21}a^2b^2 - 224D_{33}a^2b^2}.
\end{aligned} \tag{15}$$

Перемещения точек поверхности основания. При определении перемещений точки $M(x, y)$, находящейся на поверхности упругого однородного изотропного полупространства от действия единичной силы, распределенной по площади участка Ω поверхности полупространства, необходимо вычислить интеграл

$$W_m(x, y) = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0} \frac{1}{\Omega} \iint_{\Omega} \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}}, \tag{16}$$

где Ω – площадь участка Жемочкина.

Перемещение точки $M(x, y)$ поверхности упругого полупространства при загрузении участка прямоугольной формы на этой поверхности равномерно распределенной нагрузкой с равнодействующей, равной 1, интеграл после вычисления имеет вид

$$\begin{aligned}
W_M(x, y) &= \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 \Delta_x} \left[\frac{y - d}{\Delta_y} \ln \frac{x - b + \sqrt{(x - b)^2 + (y - d)^2}}{x - a + \sqrt{(x - a)^2 + (y - d)^2}} + \right. \\
&+ \frac{y - c}{\Delta_y} \ln \frac{x - a + \sqrt{(x - a)^2 + (y - c)^2}}{x - b + \sqrt{(x - b)^2 + (y - c)^2}} + \frac{x - b}{\Delta_y} \ln \frac{y - d + \sqrt{(x - b)^2 + (y - d)^2}}{y - c + \sqrt{(x - b)^2 + (y - c)^2}} + \\
&\left. + \frac{x - a}{\Delta_y} \ln \frac{y - c + \sqrt{(x - a)^2 + (y - c)^2}}{y - d + \sqrt{(x - a)^2 + (y - d)^2}} \right], \\
\Delta_x &= b - a, \quad \Delta_y = d - c,
\end{aligned} \tag{17}$$

где a, b, c, d – координаты границ участка Жемочкина [4].

Определение жесткостей железобетонной плиты с трещинами. При определении прогибов плит с защемленной нормалью жесткость является нелинейной величиной и определяется выражениями (9).

Так как модуль деформации зависит от высоты сечения $E(z)$ и аналитическое выражение данной зависимости неизвестно, то для вычисления интегралов

воспользуемся формулой прямоугольников. Тогда выражения для жесткостей с учетом армирования плиты принимает вид

$$\begin{aligned}
 D11 &= \sum_{i=1}^n Ecm_i \cdot B_{1,1} \cdot h_i \cdot zcx_i^2 + \sum_{j=1}^2 Es_j \cdot \frac{Asx_j}{a} \cdot zsx_i^2; \\
 D12 &= \sum_{i=1}^n Ecm_i \cdot B_{1,2} \cdot h_i \cdot zcy_i^2 + \sum_{j=1}^2 Es_j \cdot \frac{Asy_j}{b} \cdot zsy_i^2; \\
 D21 &= \sum_{i=1}^n Ecm_i \cdot B_{2,1} \cdot h_i \cdot zcx_i^2 + \sum_{j=1}^2 Es_j \cdot \frac{Asx_j}{a} \cdot zsx_i^2; \\
 D22 &= \sum_{i=1}^n Ecm_i \cdot B_{2,2} \cdot h_i \cdot zcy_i^2 + \sum_{j=1}^2 Es_j \cdot \frac{Asy_j}{b} \cdot zsy_i^2; \\
 D33 &= \sum_{i=1}^n Ecm_i \cdot B_{3,3} \cdot h_i \cdot zcx_i^2,
 \end{aligned} \tag{18}$$

где $zcx_i, zcy_i, zsx_i, zsy_i$ – положение нейтральной линии для бетона и арматуры в двух направлениях;

Asx_j, Asy_j – верхнее и нижнее армирование плиты в двух направлениях.

Определение усилий в сечениях плиты. После решения системы канонических уравнений по найденным значениям реактивных усилий R_k находятся реактивное давление под плитой и распределение осадок S_k .

Кривизна нейтральной поверхности плиты в двух взаимно перпендикулярных направлениях, а также относительное кручение поверхности будут равны

$$\frac{1}{r_x} = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}; \quad \frac{1}{r_y} = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}; \quad \frac{1}{r_{xy}} = \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}. \tag{19}$$

С учетом конечных разностей можно записать

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{r_x} &= -\frac{S_{i+1,j} - 2S_{i,j} + S_{i-1,j}}{\Delta x^2}; \\
 \frac{1}{r_y} &= -\frac{S_{i,j+1} - 2S_{i,j} + S_{i,j-1}}{\Delta y^2}; \\
 \frac{1}{r_{xy}} &= \left(S_{i+1,j+1} - S_{i+1,j-1} - S_{i-1,j+1} + S_{i-1,j-1} \right) \cdot \frac{1}{4\Delta x \Delta y}
 \end{aligned} \tag{20}$$

$$\begin{aligned}
 i &= 2..m-1; \\
 j &= 2..n-1.
 \end{aligned}$$

Относительные деформации слоя, отстоящего от нейтральной поверхности на расстоянии z_i , будут равны

$$\varepsilon_{xi} = \frac{(z_0 - z_i)}{r_x}; \quad \varepsilon_{yi} = \frac{(z_0 - z_i)}{r_y}; \quad \varepsilon_{xyi} = \frac{(z_0 - z_i)}{r_{xy}}. \tag{21}$$

Далее по диаграммам деформирования с учетом найденных относительных деформаций находим секущие модули деформации (рис. 4) и, с учетом закона Гука, напряжения в элементарном слое.

$$\sigma_{xi} = \frac{E_i}{1-\nu^2}(\varepsilon_{xi} + \nu\varepsilon_{yi}); \quad \sigma_{yi} = \frac{E_i}{1-\nu^2}(\varepsilon_{yi} + \nu\varepsilon_{xi}); \quad \tau_{xyi} = 2G\varepsilon_{xyi} = \frac{E_i}{1-\nu} \varepsilon_{xyi}. \quad (22)$$

Если напряжения растяжения в бетоне элементарной площадки превышают предельные значения, это свидетельствует об образовании трещины в этой площадке. В дальнейших расчетах осевая жесткость этой элементарной площадки принимается равной нулю.

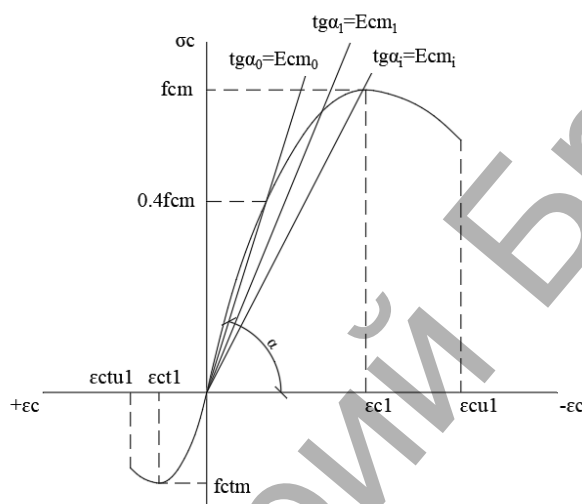


Рисунок 4 – Последовательности вычислений

Найденные модули вводятся в расчет в новом расчетном цикле. Критерием окончания процесса последовательных приближений является сравнение общих деформационных параметров на смежных этапах.

После окончания итерационного процесса по известной кривизне плиты определяем изгибающие и крутящие моменты, действующие в сечении плиты от заданных нагрузок

$$M_x = D11 \cdot \frac{1}{r_x} + D12 \cdot \frac{1}{r_y}; \quad M_y = D21 \cdot \frac{1}{r_x} + D22 \cdot \frac{1}{r_y}; \quad (23)$$

$$M_{xy} = -2 \cdot D33 \cdot \frac{1}{r_{xy}}.$$

Заключение. Таким образом, приводится алгоритм расчета нелинейно-упругой плиты на линейно-упругом полупространстве с применением способа Жемочкина. Данный подход позволяет рассчитывать плиты на произвольном линейно-упругом деформируемом основании любой формы в плане и нагруженные произвольной нормальной к срединной плоскости плиты внешней нагрузкой.

Список цитированных источников

1. Босаков, С.В. Статические расчеты плит на упругом основании / С.В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 128 с.

2. Жемочкин, Б.Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б.Н. Жемочкин, А.П. Синицын. – М.: Госстройиздат, 1962. – 240 с.
3. Усиление железобетонных конструкций: Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84*. – Минск: Минстройархитектуры, 1998. – 189 с.
4. Семенюк, С.Д. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружении: монография / С.Д. Семенюк, Ю.Г. Москалькова. – Могилев: Беларус.-Рос. ун-т, 2017. – 274 с.
5. Тимошенко, С.П. Пластинки и оболочки / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М.: Физ.-мат. изд-во, 1963. – 536 с.
6. Семенюк, С.Д. Несущая и эксплуатационная способность железобетонных плит покрытия автомобильных дорог / С.Д. Семенюк, Р.В. Кумашов, Э.А. Кетнер // Наука та будівництво. – Киев, 2016. – №3 (9). – с. 11-18.
7. Семенюк, С.Д. Железобетонные плиты покрытия автомобильных дорог на упругом полупространстве / С.Д. Семенюк, Р.В. Кумашов // Международный журнал по расчету гражданских и промышленных конструкций. – М.: Издательство АСВ, 2018. – С. 149-157.

УДК 539.3

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПАКЕТА «МАТНЕМАТИСА» В РЕШЕНИИ КОНТАКТНОЙ ЗАДАЧИ ШАРНИРНОГО УЗЛА ОПИРАНИЯ БАЛОЧНОЙ ПЛИТЫ

Скачѣк П. Д.

Введение. Для описания и решения задач строительной механики составляется математическая модель предмета исследования (например, напряженно-деформированное состояние). Большинство математических моделей представляют из себя совокупность дифференциальных уравнений с наложенными на них граничными условиями. Весьма небольшой класс задач имеет точное решение. Однако с развитием информационных технологий стало возможным решение большинства задач численными и численно-аналитическими методами, как правило, характеризующимися огромными математическими вычислениями, выполняемые теперь не человеком, а машиной.

Широкое распространение среди численно-аналитических методов расчета сооружений получил метод конечных элементов (МКЭ). МКЭ основан на вариационном принципе Лагранжа, реализующий решение поставленной задачи методом перемещений. Программные комплексы, реализующие МКЭ, имеют чисто прикладной характер.

Однако для научных и более детальных исследований какого-либо процесса и явления, в том числе и напряженно-деформированного состояния сооружений, не обойтись без математических вычислений, сопровождающихся не только решением различных уравнений, но и построением графиков, диаграмм. С этой целью созданы многочисленные системы компьютерной алгебры (СКА), такие как Wolfram Mathematica, Maple, Maxima, Matlab и др. Например, Mathematica способна выполнять аналитические преобразования, символьные вычисления, численные расчеты, производить статистическую обработку данных и массивов, визуализировать как функциональные, так и дискретные данные, выполнять цифровую обработку звуковых сигналов и изображений [1].

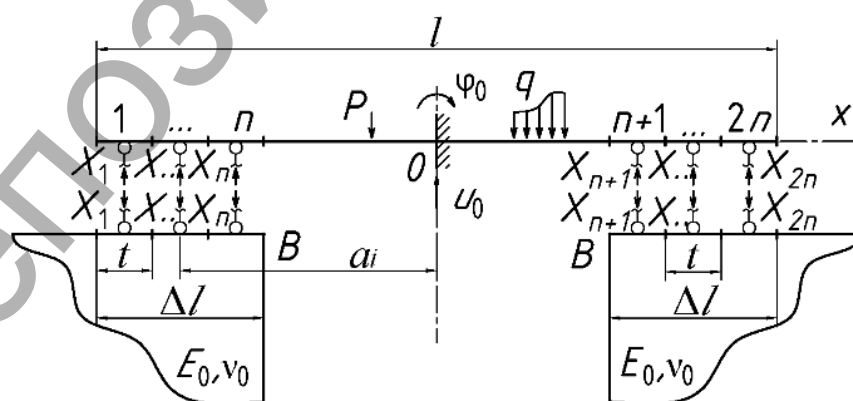
В качестве примера использования Wolfram Mathematica решена контактная задача для шарнирного узла опирания балочной плиты. Исследуется эпюра реактивных давлений в зоне контакта плиты и стены, а также величина зоны контакта. При этом алгоритм расчета построен таким образом, что возможен учет местных деформаций плиты, а также исследование области контакта при различных показателях гибкости, зависящего от соотношения жесткостей плиты и стены.

Постановка задачи и теория расчета. Исследуется напряженно-деформированное состояние шарнирных узлов опирания балочной плиты на стены. Определяются реактивные давления в местах контакта плиты и стен, уточняется расчетный пролет плиты и устанавливается зависимость между максимальным изгибающим моментом величиной области контакта.

При этом принимается:

- для плиты считаются справедливыми гипотезы изгиба [2];
- не учитывается касательная составляющая полного напряжения в месте контакта;
- стены рассматриваем как упругие четвертьплоскости;
- связи между основанием и плитой односторонние, работающие только на сжатие.

Поставленную задачу рассчитываем методом Б. Н. Жемочкина [3, 4]. Для этого область контакта упругого основания и плиты условно разбивается на участки равной длины (участки Жемочкина). В середине каждого участка ставятся вертикальные жесткие связи, через которые осуществляется контакт плиты с упругой четвертьплоскостью. Считается, что усилие в связи вызывает равномерно распределенные контактные напряжения по ширине участка. В центре пролета балки вводится защемление. Полученную статически неопределимую систему решаем смешанным методом строительной механики, где за основные неизвестные приняты усилия в связях Жемочкина и перемещения (угол поворота и вертикальное перемещение) во введенном в середине пролета плиты защемлении (рис. 1).



l – конструктивная длина плиты; Δl – величина зоны опирания плиты; t – длина участка Жемочкина; n – число участков Жемочкина; X_i – неизвестные усилия в связях Жемочкина; φ_0, u_0 – неизвестные перемещения во введенном защемлении; P, q – внешняя нагрузка; E_0, ν_0 – модуль деформаций и коэффициент Пуассона упругой четвертьплоскости

Рисунок 1 – Расчетная схема балочной плиты

Для нахождения основных неизвестных смешанного метода составляется система канонических уравнений, матричная форма которой имеет вид [4]:

$$\mu A \bar{x} + \bar{\Delta}_p = 0, \quad (1)$$

где $A = \begin{bmatrix} \delta_{i,j} & & 0 & 1 & a_i \\ & \ddots & & & \\ & & \delta_{n+i,n+j} & 1 & a_{n+i} \\ -1 & & -1 & 0 & 0 \\ -a_i & & -a_{n+i} & 0 & 0 \end{bmatrix}$ – матрица коэффициентов при

неизвестных; $\bar{x} = \{x_i, u_0, \varphi_0\}$ – вектор-столбец неизвестных; $\bar{\Delta}_p$ – вектор-столбец свободных членов; $\delta_{i,j}$ – коэффициенты при неизвестных в связях Жемочкина; u_0, φ_0 – неизвестные перемещения в защемлении; n – число участков Жемочкина; μ – коэффициент, вычисляемый по формуле:

$$\mu = \frac{2(1-\nu_0^2)}{\pi E_0}, \quad (2)$$

где E_0 – модуль деформаций основания; ν_0 – коэффициент Пуассона основания.

Коэффициенты при неизвестных усилиях в связях Жемочкина определяются по формуле:

$$\delta_{i,j} = \xi W_{i,j} + V_{i,j}, \quad (3)$$

где $W_{i,j}$ – вертикальное перемещение точки i плиты от действия вертикальной единичной силы, приложенной в точке j ; $V_{i,j}$ – перемещение точки i поверхности упругой четвертьплоскости от действия единичной силы, приложенной в точке j и распределенной по участку Жемочкина; ξ – показатель гибкости, зависящий от соотношения жесткостей плиты и основания [3].

Единичные перемещения балочной плиты $W_{i,j}$ определяются известными методами строительной механики (например, путем перемножения единичных эпюр) [5].

Показатель гибкости [3]

$$\xi = \frac{\pi E_0 b l^3}{12 E_b I_b} \cdot \frac{1-\nu_b^2}{1-\nu_0^2}, \quad (4)$$

где E_b, I_b, ν_b – модуль упругости, момент инерции, коэффициент Пуассона балочной плиты; $b = 1$ м – ширина выделяемой полосы из состава перекрытия.

Вертикальные перемещения точек грани упругой четвертьплоскости $V_{i,j}$ определяются выражением, полученным в работах К. В. Дмитриевой [6, 7]. При этом данные перемещения являются относительными и определяются относительно вершины четвертьплоскости (т. В).

Далее решаем систему уравнений (1)

$$\bar{x} = -\frac{1}{\mu} A^{-1} \bar{\Delta}_p. \quad (5)$$

Положительные компоненты вектора \bar{x} соответствуют усилиям сжатия в связях Жемочкина, а отрицательные – усилиям растяжения. При шарнирном опирании конструкции появление усилий растяжений в связях Жемочкина говорит об отрыве конструкции от основания, поэтому для определения контактной зоны необходимо поочередно удалять растянутые стержни, т. е. выключать их из работы, с последующим пересчетом вектора (5) на каждой итерации. Признаком окончания итерационного процесса являются положительные компоненты вектора \bar{x} .

Отметим, что найденная величина контактной зоны в значительной мере зависит от показателя гибкости ξ .

Решение поставленной задачи. Для численного исследования напряженно-деформированного узла опирания рассматривается железобетонная многопустотная плита марки П60-15 по Серии 1.141-1 Вып. 2 «Панели перекрытий железобетонные многопустотные», опирающаяся по концам на бетонную стену. $l = 5,98$ м – длина плиты, $E_b = E_0 = 29$ ГПа, $\nu_b = \nu_0 = 0,18$ – механические характеристики материалов железобетонной плиты и стены, принятые согласно таблице 3.1 [8] для бетона класса $C^{16}/_{20}$.

Так как плита имеет ширину 1,49 м, а в плоской постановке рассматривается полоса шириной 1,0 м, то для определения момента инерции поперечного сечения выделенной полосы считаем момент инерции поперечного сечения рассматриваемой многопустотной плиты с последующим пересчетом для полосы. При определении момента инерции поперечное сечение многопустотной плиты приводится к эквивалентному тавровому сечению (исключаются пустоты плиты), для которого и считается момент инерции, при этом учитывается рабочая арматура [9]. Момент инерции в пересчете для рассматриваемой полосы равен $I_b = 41547,9 \times 10^{-8} \text{ м}^4$. По приведенным геометрическим и механическим характеристикам системы «стена-балка» имеем для случая бетонной стены показатель гибкости $\xi = 134748$. Данная величина согласно (4) – величина безразмерная.

Глубина опирания Δl плиты перекрытия, опираемая по двум сторонам согласно п. 6.4.2 [10] должна быть не менее 100 мм. В дальнейших расчетах принимаем $\Delta l = 0,100$ м.

Принимаем нагрузку $P = 27000 \frac{\text{Н}}{\text{м}}$, действующую на балку в виде сосредоточенной силы, приложенной в середине пролета балки, т. е. в начале координат. Так как в начале координат введено защемление, то перемещения точек балки в местах установки связей Жемочкина от действия внешней нагрузки равны 0. А также момент в защемлении от действия внешней нагрузки равен 0.

Количество участков Жемочкина принимаем равным $n = 20$.

Решение задачи выполнялось в СКА *Wolfram Mathematica 11.2*. По своей структуре алгоритм решения поставленной задачи есть код программы, написанный на встроенном в систему языке программирования.

Как показали расчеты, при реальных упругих характеристиках материалов плиты и стены контактная зона сводится к двум участкам Жемочкина. На рис. 2 представлены эпюры реактивных давлений левого узла при опирании плиты на бетонную стену на первой итерации и на последней.

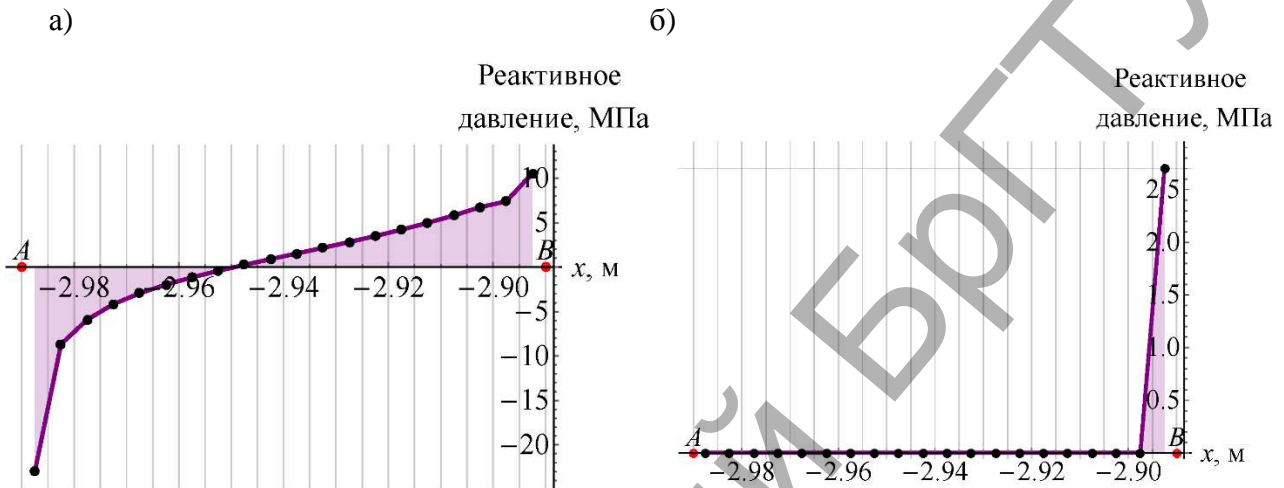


Рисунок 2 – Эпюры реактивных давлений: на первой итерации (а), на последней итерации (б); вертикальные линии соответствуют границам участков Жемочкина m . А – краю плиты, m . В – вершине четвертьплоскости

Величина контактной зоны зависит от соотношения жесткостей, т. е. от показателя гибкости ξ (рис. 3).

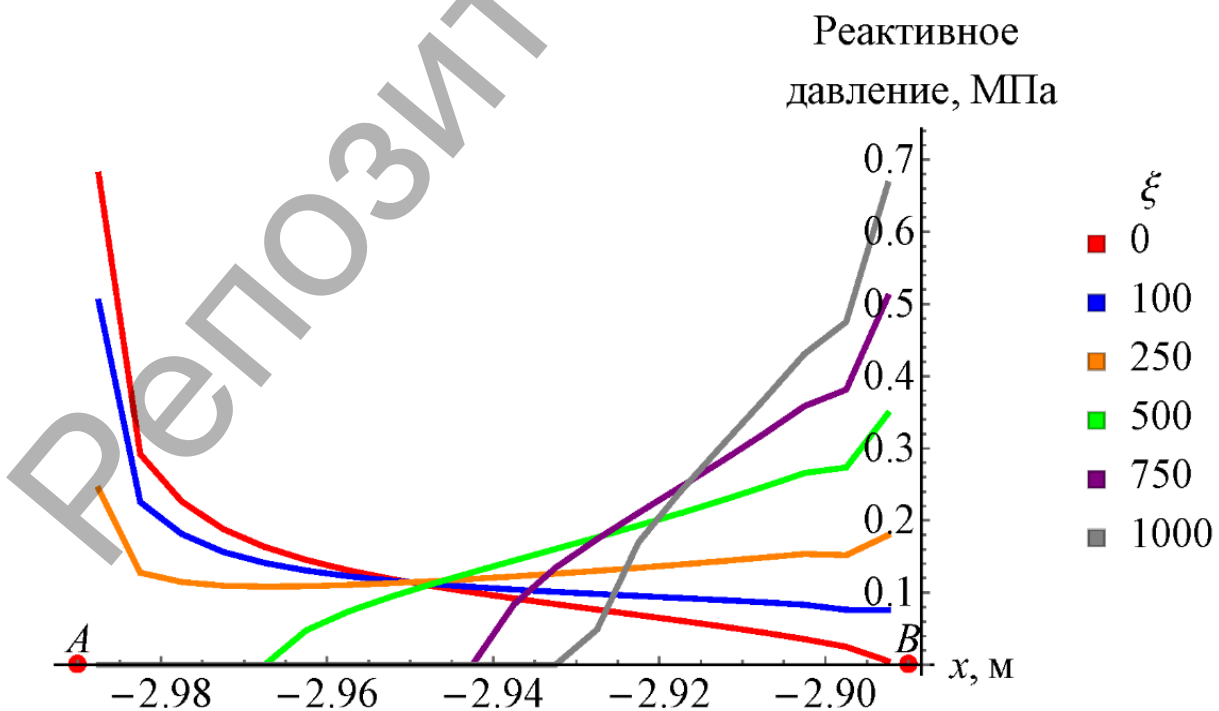


Рисунок 3 – Эпюры давлений при различных показателях гибкости

Значение $\xi = 0$ соответствует опиранию на стену абсолютно жесткой плиты.

Существенным преимуществом системы *Wolfram Mathematica* является возможность создания интерактивных окон с помощью оператора *Manipulate*, позволяющих осуществлять взаимодействие пользователя с системой в интерактивном режиме. Создание данного интерактивного окна при решении поставленной задачи позволяет исследовать контактную зону при изменении многих параметров: количества участков Жемочкина, упругих характеристик плиты и стены, схем загрузки, влияния местных деформаций плиты и т. д.

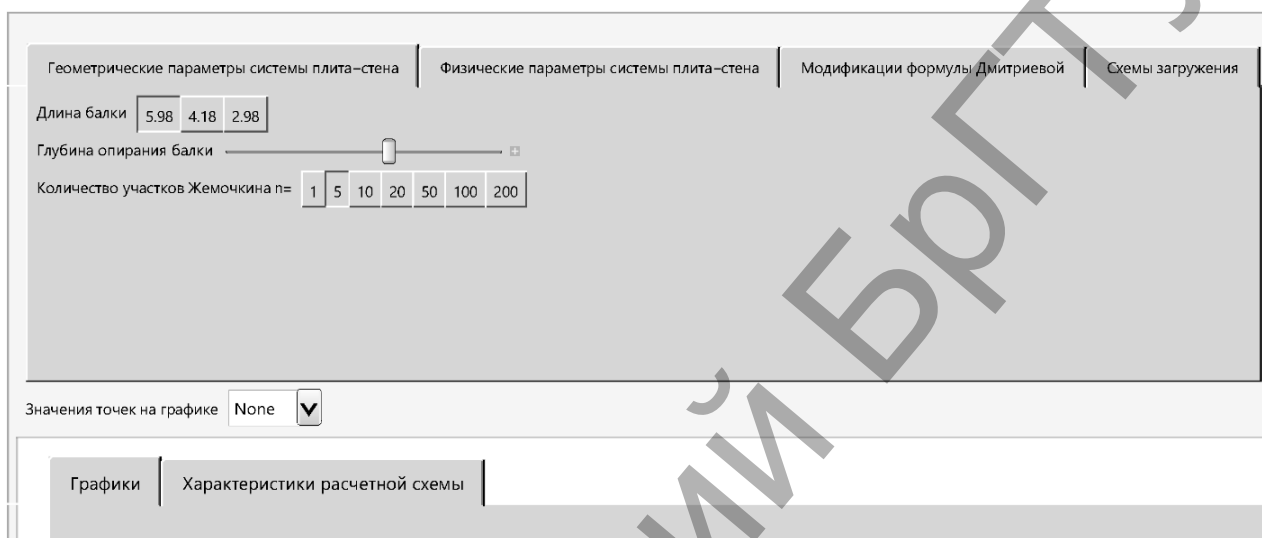


Рисунок 4 – Интерактивное окно работы с пользователем

Выводы. 1. Исследована контактная зона узла опирания плиты на стены. Установлено, что контактная зона сводится к двум участкам Жемочкина.

2. Величина области контакта зависит от показателя гибкости ξ . При этом с его уменьшением зона контакта увеличивается, что, в свою очередь, приводит к увеличению максимального изгибающего момента в середине пролета плиты и расчетного пролета.

3. Пакет «*Wolfram Mathematica*» позволяет решать достаточно сложные инженерные задачи, предоставляя пользователю обширный класс необходимых функций.

Список цитированных источников

1. Таранчук, В.Б. Основные функции систем компьютерной алгебры: пособие для студентов фак. прикладной математики и информатики / В.Б. Таранчук. – Минск: БГУ, 2013. – 59 с.
2. Александров, А.В. Сопротивление материалов: учеб. для вузов/ А.В. Александров, В.Д. Потапов, Б.П. Державин; под ред. А.В. Александрова. – 2-е изд. испр. – М.:Высш.шк., 2000. – 560 с.
3. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1984. – 680 с.
4. Жемочкин, Б.Н. Практические методы расчетов фундаментных балок и плит на упругом основании / Б.Н. Жемочкин, А.П. Синицын. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Госстройиздат, 1962. – 240 с.
5. Борисевич, А.А. Строительная механика: учебное пособие для вузов / А.А. Борисевич, Е.М. Сидорович, В.И. Игнатюк. – 2-е изд., перераб. – Минск: БНТУ, 2009. – 756 с.

6. Дмитриева, К.В. Контактная задача для штампа на упругом клине со свободными границами / К.В. Дмитриева // Вестник БНТУ. – 2010. – №4. – С.24-29.
7. Дмитриева, К.В. Расчет нелинейно-упругой гибкой стенки в упругом основании: автореф. дис.... канд. техн.наук: 05.23.17 / К.В. Дмитриева; Бел. нац. техн. ун-т. – Минск, 2017. – 26 с.
8. Еврокод 2. Проектирование ЖБК. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009*. – Введ. 10.12.2009. – Минск: Мин-во арх-ры и стр-ва РБ, 2010. – 191 с.
9. Рак, Н.А. Расчет и конструирование сборных железобетонных конструкций многоэтажного каркасного здания: уч.-метод. пособие по вып. курс. проекта по дисц. «Строит., железобет. и кам. кон-ции» для ст-в сп-стей стр. профиля / Н.А. Рак [и др.]. – Минск: БНТУ, 2012. – 96 с.
10. Возведение строительных конструкций, зданий и сооружений. Основные требования: ТКП 45-1.03-314-2018. – Введ. 06.02.2018. – Минск: Мин-во арх-ры и стр-ва РБ, 2018. – 124 с.

УДК 725.381.3

РАЗРАБОТКА ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНЫХ АРХИТЕКТУРНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ РЕШЕНИЙ ПОДЗЕМНЫХ ПАРКИНГОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КОМПЛЕКСНОЙ СРЕДЫ AUTODESK REVIT

Титкова Т. С.

Введение. Энергосбережение с каждым годом становится все более актуальной проблемой мирового масштаба. В современном мире условием сохранения и развития цивилизации стало обеспечение человечества достаточным количеством топлива и энергии при все возрастающих материальных и духовных потребностях людей, сложности экологических проблем [1]. Ограниченность запасов традиционных топливно-энергетических ресурсов заставила обратиться к энергосбережению как к одному из основных элементов современной концепции развития мировой энергетики.

Энергосбережение означает переход к энергоэффективным технологиям во всех отраслях экономики. Проблемы энергосбережения актуальны и решаются во всех странах. Но при общем содержании конкретные способы и пути решения диктуются национальными, социально-экономическими особенностями и условиями каждой страны.

В Республике Беларусь несколько лет назад была осознана необходимость энергосбережения, что было возведено в ранг государственной политики. Среди приоритетных задач – энергосбережение в строительстве, поскольку именно строительный комплекс является одним из самых активных потребителей энергии в нашей стране (доля энергопотребления достигает 40 %). Концепцией развития строительного комплекса Республики Беларусь на 2011–2020 годы предусмотрены основные направления, в которых особое внимание уделено мероприятиям, обеспечивающим снижение энергопотребления как в процессе возведения и эксплуатации зданий и сооружений, так и в процессе производства строительных материалов и конструкций [2].

Возможностей экономии энергии в строительной отрасли великое множество. Наиболее перспективным направлением в решении данной проблемы явля-

ется переход к строительству энергоэффективного жилья. Однако значительное сбережение энергоресурсов может быть достигнуто и с помощью строительства подземных зданий и сооружений.

Энергоэффективность подземных объектов. Опыт освоения подземного пространства свидетельствует об успешном экономическом использовании энергии и тепла. За рубежом именно на этот фактор указывают как на основную предпосылку активного использования подземного пространства.

Подземные сооружения характеризуются тепловой инерцией и постоянством температурно-влажностных параметров воздуха. Именно с этим связано одно из главных достоинств подземных сооружений — меньшие расходы тепла на отопление и кондиционирование воздуха по сравнению с наземными зданиями и сооружениями. Экономия энергии в подземных объектах отмечают практически все зарубежные публикации. Действительно, постоянство тепло-влажностных условий в подземных выработках и меньшая их зависимость от внешней среды упрощают системы отопления, вентиляции и кондиционирования воздуха.

У подземных сооружений есть ряд других важных характеристик, которые выгодно их отличают от объектов, расположенных на земной поверхности: минимальное воздействие на окружающую среду, стабилизация экологической обстановки на урбанизированных территориях, несущественные затраты на внешнюю отделку и эксплуатацию, значительно большие (200–500 лет) сроки эксплуатации, чем у зданий и сооружений на поверхности [3].

Итак, эффективность использования подземного пространства и окупаемость капитальных вложений в подземное строительство (по сравнению с наземным) достигается за счет экономии и рационального использования городской территории, сокращения эксплуатационных расходов и экономии топливно-энергетических ресурсов и уменьшения протяженности инженерных коммуникаций.

Разработка энергоэффективных архитектурно-планировочных решений подземных паркингов средствами Autodesk Revit. Одним из приоритетных направлений комплексного освоения урбанизированных территорий является строительство подземных сооружений транспортного назначения. Актуальность строительства подземных паркингов не вызывает сомнения, поскольку для крупных городов проблема хранения автотранспорта на внеуличных территориях решается уже не одно десятилетие и существует большой мировой опыт позитивного решения данных задач, удобного для автомобилистов и пешеходов, и при этом коммерчески успешного.

Подземный паркинг – это сложное инженерное сооружение, при проектировании которого необходимо выполнить ряд общих требований. Это безопасность, технологичность, хорошая гидроизоляция, наличие ряда инженерных систем, обеспечивающих микроклимат (вентиляция и контроль загазованности), а также пожаротушения и дымоудаления, связи, освещения. Кроме того, обязательными требованиями являются экологическая безопасность и энергоэффективность сооружения.

Одна из важнейших характеристик площадки, выбранной для строительства подземной парковки, оказывающая влияние на выбор оптимального объемного

и архитектурно-планировочного решения – рельеф местности. В зависимости от рельефа подземные паркинги могут быть заглубленными, полузаглубленными и врезанными в склоны. Программа Autodesk Revit позволяет более полно учитывать существующий рельеф, поскольку большая часть проектируемого здания находится под землей. Посадка здания на смоделированный рельеф значительно сокращает объемы земляных работ (рисунок 1). Быстрый анализ в Revit Architecture позволяет выбирать наиболее экономичный вариант.

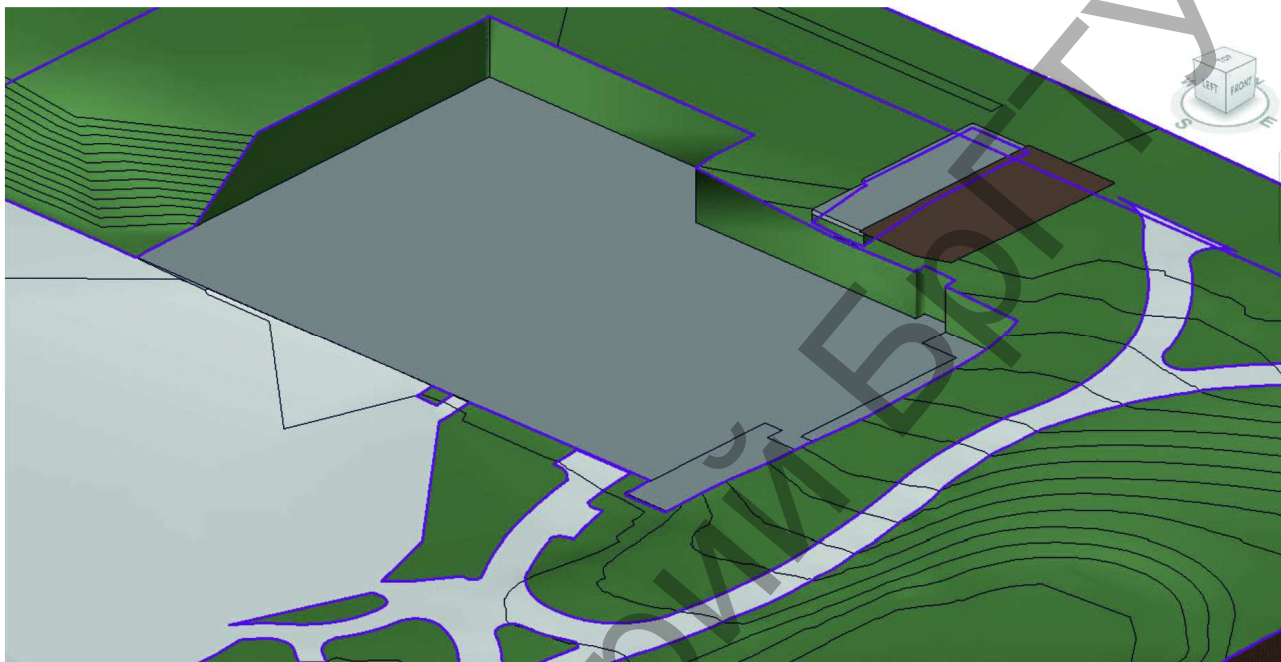


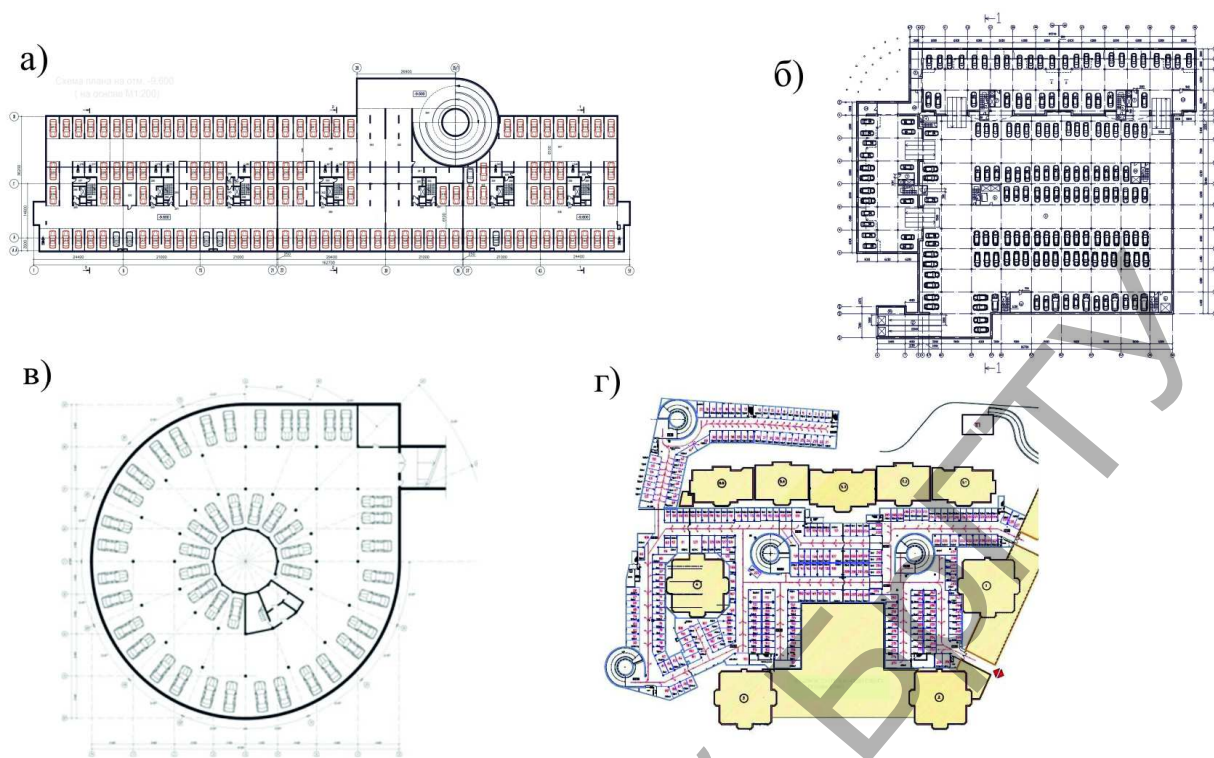
Рисунок 1 – Пример создания рельефа в Autodesk Revit

На выбор объемно-планировочного решения подземных парковок влияют следующие факторы:

- размещение их в городской застройке (встроенные, пристроенные, отдельно размещаемые, комбинированные);
- этажность (одно-, многоэтажные);
- способ междуэтажного перемещения (рамповые, механизированные и автоматизированные; разновидностью рамп являются аппарели);
- организация хранения (манежный тип, боксовый, комбинированный, ячейковый);
- вместимость и др.

Все они связаны с разработкой общей архитектурно-планировочной концепции здания, его формы, выбором конструктивных решений. Планировочная схема должна обеспечить быструю постановку автомобилей на стояночные места и вывод их на поверхность земли. При этом должны быть предусмотрены достаточные размеры стояночных мест, проездов, въездов и выездов, высота этажей и другие параметры.

Типологическая схема паркинга может быть линейной, зальной, круговой или сложной конфигурации (рисунок 2).



а – линейная; б – зальная; в – круговая; г – сложной конфигурации
Рисунок 2 – Типологические схемы подземных паркингов

Инструмент Revit "Концептуальные формы" позволяет разработать любой по сложности объем паркинга и создать его 3D-модель. Далее на основе "формы" можно автоматически построить ограждающие конструкции для придания реалистичного облика. Принятые архитектурные решения должны быть направлены на максимальное использование положительного и нейтрализации отрицательного воздействия наружного климата на тепловой баланс здания.

На стадии концептуального проектирования в среде Autodesk Revit можно создавать формообразующие элементы для изучения идей проектирования и выполнения анализа энергоэффективности архитектурных решений на ранних этапах. Комплексная среда Autodesk Revit позволяет архитекторам быстро преобразовывать концептуальные 3D-модели в аналитические для проведения комплексных исследований энергоэффективности будущего здания. Одновременно с изменениями архитектурной концепции соответствующим образом меняется и аналитическая модель. Благодаря этому возможно непрерывное проведение анализа энергетической и экологической эффективности для сравнения различных вариантов конструкции [4]. На более поздних этапах проект содержит более подробную информацию о конкретных типах стен, перекрытий и других строительных элементов. Выполнение энергетического анализа через регулярные промежутки времени во время процесса проектирования гарантирует, что модель здания использует энергоэффективные стратегии.

Используя средства анализа, основанные на облаках точек, можно сравнивать прогнозируемый уровень энергопотребления и затраты на жизненный цикл альтернативных вариантов непосредственно в Revit Architecture. Наглядные отчеты, формируемые программой, позволяют донести результирующую информацию в простом и понятном виде. Подобный комплексный анализ помогает проектировщикам принимать более обоснованные решения на ранних стадиях,

когда любые изменения обходятся наиболее дешево. Revit позволяет видеть все критические места, наглядно показывает, где можно эффективно использовать пространство. После выполнения расчета энергопотребления с использованием концептуальных формообразующих элементов можно выполнить дополнительный анализ для определения последствий изменения.

Autodesk Revit – междисциплинарная программа, обеспечивающая высокий уровень совместной работы специалистов. Изменения в архитектурно-планировочных решениях в результате анализа энергоэффективности здания оказывают влияние на проектирование его конструктивной системы и систем вентиляции и освещения. 3D-модели всех систем строятся на основе 3D-модели объемно-планировочного решения паркинга, что позволяет выработать эффективную технологию строительства и точно определить требуемое количество материалов.

Заключение. Развитие подземного строительства является важным шагом на пути формирования энергоэффективной и комфортной городской среды. При этом реализация ресурсосберегающих мероприятий еще на стадии проектирования подземных сооружений может дать еще больший положительный эффект.

Список цитированных источников

1. Вяземская, А. Энергосберегающие технологии в строительстве // Строительство и недвижимость [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.nestor.minsk.by/sn/1997/48/sn74806.html>.
2. Краткий анализ нового законодательства в области энергосбережения [Электронный ресурс]. – Режим доступа : <https://infopedia.su/13xbc82.html>
3. Алпатов, С. Преимущества подземного строительства с точки зрения энергоэффективности // Федеральный строительный рынок [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://fsr-stroy.ru/archive/10883>.
4. Сеть знаний Autodesk [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://knowledge.autodesk.com>.

УДК 624.04.681

РАСЧЕТ НА УСТОЙЧИВОСТЬ В СРЕДЕ PTS MathCAD СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ ПОВЫШЕННОЙ ДЕФОРМАТИВНОСТИ МАТРИЧНЫМ МЕТОДОМ ДЕФОРМАЦИЙ

Уласевич В. П.¹, Каковко В. И²

1. Постановка задачи. В современных условиях при проектировании наметилась тенденция на использование несущих каркасов, решетчатых систем, составленных из *прямолинейных* стальных тонкостенных холодногнутых профилей (СТХП) обладающих повышенной деформативностью. Их расчетные модели, находящиеся в *исходном состоянии* устойчивого равновесия, становятся чувствительными к внешним воздействиям.

¹ Уласевич Вячеслав Прокофьевич – канд. техн. наук, доцент, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

² Каковко Виталий Игоревич – студент 5-го курса строительного ф-та гр. КП-28 БрГТУ

Реальная несущая способность сооружения может быть оценена выбором расчетной модели эффектов воздействий, предельно близко отвечающая реальной его работе во всех возможных равновесных состояниях. Сказанное в равной мере касается и расчета модели сооружения на устойчивость. Расчет на устойчивость проводят либо для определения величины критической нагрузки для отдельных стержней системы, либо с целью исследования устойчивости стержневой системы в целом.

Обычно расчет на устойчивость систем из прямолинейных стержней проводят *методом перемещений* при следующих предпосылках и допущениях:

- рассматривается только приложение нагрузки к узлам при отсутствии поперечного изгиба отдельных стержней системы;
- стержни системы принято считать нерастяжимыми и несжимаемыми, так как классический метод перемещений продольные деформации не учитывает;
- считают, что расстояния между узлами при деформациях не меняются.

Однако, при оценке несущей способности конструктивных систем повышенной деформативности, неучет в методе перемещений продольных деформаций стержней может приводить к существенной ошибке. Это требует применения расчетных методов, более точно учитывающих деформированное состояние равновесия, проявляемое ими под исходным деформированным состоянием. С учетом выше сказанного, дальнейшее совершенствование методов расчета моделей эффектов воздействий на устойчивость, является актуальной задачей, как в теоретическом, так и в практическом плане.

2. Расчет стержневых систем методом деформаций. Для стержневых систем, обладающих повышенной деформативностью, требуются методы статического расчета, более точно учитывающие эффекты воздействий в виде продольных и поперечных деформаций, и зависящих от них внутренних усилий в виде продольных сил и изгибающих моментов. Таким методом расчета, с нашей точки зрения, следует считать изложенный в [1] *матричный метод деформаций*. Основное его отличие от классического метода перемещений – возможность учета в основной системе продольных деформаций стержней рассчитываемой системы, а также учет геометрической нелинейности при их расчете на поперечную сплошную нагрузку произвольной интенсивности $q(x)$ (Рисунок 1). При воздействии на стержень нагрузки в виде сосредоточенной силы в месте ее приложения вводят дополнительные узлы с накладываемыми на них связями. Напряженно-деформированное состояние стержней в основной системе с жестко закрепленными его концами к неподвижным опорам и нагруженных сплошной параметрической нагрузкой $q(x)$ демонстрирует рисунок 1.

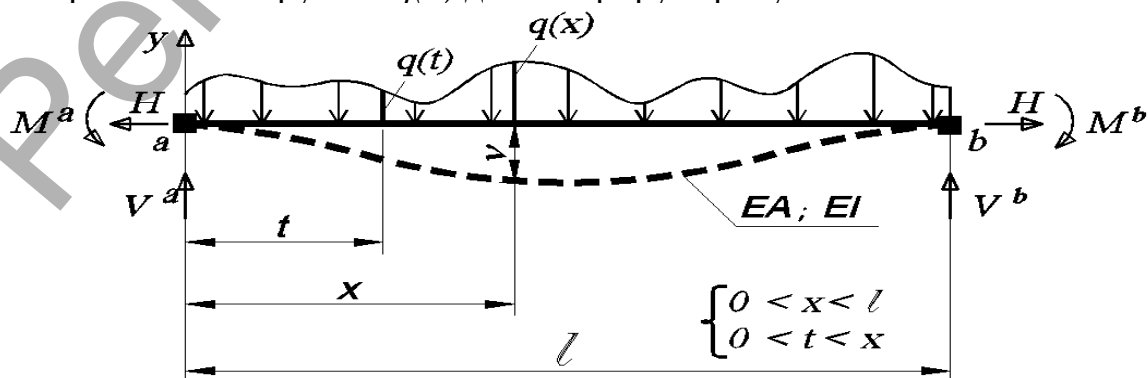


Рисунок 1. – Деформированное состояние прямолинейного гибкого стержня

При этом в методе деформаций [1] накладываемые на узлы основной системы связи, в отличие от метода перемещений, не допускают как угловые, так и линейные перемещения. Для оценки напряженно-деформированного состояния каждого стержня принятой основной системы, в [1] получены функция перемещений v и связанный с ней изгибающий момент M_s вида:

$$v = -\frac{1}{H} \left[R_b x - \int_0^x (x-t)q(t)dt + M^a - (M^a - M^b) \frac{x}{l} - M_s \right], \quad (1)$$

$$M_s = \frac{r_s}{a_1} sh(a_1 x) - \frac{1}{a_1} \int_0^x sh(a_1(x-t))q(t)dt + \frac{M^a}{sh(a_1 l)} sh(a_1(l-x)) + \frac{M^b}{sh(a_1 l)} sh(a_1 x), \quad (2)$$

где $a_1 = \sqrt{\frac{|H|}{EI}}$; $R_b = \frac{1}{l} \int_0^l (x-t)q(t)dt$; $r_s = \frac{1}{sh(a_1 l)} \int_0^l sh(a_1(l-t))q(t)dt$; $Q_s = \frac{dM_s}{dx}$. (3)

Выражения (1)-(3), полученные в [1] в аналитическом виде, содержат три неизвестных: H – продольная сила в стержне, направленная вдоль хорды; M^a , M^b – левый и правый опорные моменты, соответственно.

При расчете каждого стержня основной системы рассчитываемой модели для вычисления входящих в (1)-(4) неизвестных H , M^a , M^b необходимо решить систему трех разрешающих нелинейных уравнений его деформированного равновесия, полученную в [1] с учетом линейных и угловых деформаций, вида:

$$\frac{H \cdot l}{EA} - \left(\frac{H}{EA} - \frac{1}{2} \right) \frac{1}{H^2} \int_0^l \left(R_b - \int_0^x q(t)dt - \frac{1}{l} (M^a - M^b) - \frac{dM_s}{dx} \right)^2 dx + H(c_h^a - c_h^b) + \left(\alpha \cdot l \cdot \Delta t^o - \frac{P_n}{EA} \right) = 0, \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{th(a_1 l) - a_1 l}{H \cdot l \cdot th(a_1 l)} - c_\phi^a \right) \cdot M^a - \frac{sh(a_1 l) - a_1 l}{H \cdot l \cdot sh(a_1 l)} \cdot M^b &= \frac{dv}{dx} \Big|_{x=0; M^a=0; M^b=0} \\ \frac{sh(a_1 l) - a_1 l}{H \cdot l \cdot sh(a_1 l)} \cdot M^a - \left(\frac{th(a_1 l) - a_1 l}{H \cdot l \cdot th(a_1 l)} - c_\phi^b \right) \cdot M^b &= \frac{dv}{dx} \Big|_{x=l; M^a=0; M^b=0} \end{aligned} \right\}. \quad (5)$$

В качестве воздействий, кроме произвольной параметрической сплошной нагрузки $q(x)$, разрешающая система уравнений (4), (5) позволяет учитывать температурные воздействия Δt^o , а также усилия предварительного напряжения P_n .

Вертикальные опорные реакции V^a , V^b следует вычислить по формулам

$$V^a = \frac{1}{l} \int_0^l (x-t)q(t)dt - \frac{1}{l} (M^a - M^b); \quad V^b = \int_0^l q(t)dt - V^a. \quad (6)$$

Кроме того, возможность задавать конкретные линейные (c_h^a , c_h^b) и угловые (c_ϕ^a , c_ϕ^b) коэффициенты податливости опорных участков стержней в месте при замыкания к узлам позволяет описать все возможные схемы сопряжения стержней с опорами.

Вычисленные реакции опорных участков стержней в основной системе будут более точны и позволят сформировать из них вектор $\{P_s\}$, который, будучи приложенным с обратным знаком к узлам системы, приводит к более точному выражению матричной системы уравнений, которая в этом случае имеет вид [1]

$$[K] \cdot \{\Delta\} = \{P_u\} + \{P_s\} + \{R\}. \quad (7)$$

При наложении на стержневую систему внешних связей в системе уравнений (7) матрица внешней жесткости свободной системы $[K]$ будет преобразована в матрицу жесткости закрепленной системы $[K^*]$ вычеркиванием строк и столбцов, соответствующих наложенным связям. А вычеркивание соответствующих строк в векторах $\{P_u\}$, $\{P_s\}$, $\{R\}$ преобразует их в вектора $\{P_u^*\}$, $\{P_s^*\}$, $\{R^*\}$. Так как вектор $\{R^*\}$ содержит только нулевые элементы, то он должен быть исключен. Тогда вектор перемещений $\{\Delta\}$ в глобальной системе координат будет определен из (7) по выражению

$$\{\Delta\} = [K^*]^{-1} \cdot (\{P_u^*\} + \{P_s^*\}), \quad (8)$$

где $[K^*]^{-1}$ – обратная матрица жесткости закрепленной системы для матрицы $[K^*]$.

Тогда искомые усилия $\{r'\}$ по концам каждого стержня рассчитываемой стержневой модели в местной системе координат будут вычислены следующим образом:

$$\{r'\} = [K'] \cdot [T_\alpha] \cdot \{\Delta\} - \{P_s'\}, \quad (9)$$

где $[K']$ – матрица жесткости стержней в местной системе координат; $[T_\alpha]$ – матрица преобразований координат (направляющих косинусов).

Найденный для всех стержней системы вектор $\{r'\}$ позволяет более точно, в сравнении с классическим методом перемещений, определить перемещения и внутренние усилия в каждом стержне, используя уравнения для функции прогибов v (1), изгибающих моментов M_s (2) и поперечных сил Q_s (3).

Изложенный выше алгоритм статического расчета моделей плоских стержневых систем сложной геометрической структуры матричным методом деформаций [1] позволил разработать компьютерную программу для ПК средствами программирования математической среды PTS MathCAD.

3. Оценка устойчивости стержневых систем. При расчете стержневых систем на устойчивость чаще всего используется классический метод перемещений, построенный на статическом расчете.

Расчет с на устойчивость по методу перемещений изложен в [4], [5].

Нами предложено выполнять статический расчет изложенным выше методом деформаций, что дает возможность более точно определить перемещения узлов, продольные силы и изгибающие моменты в стержнях.

Полученная при расчете стержневой системы матрица закрепленной системы $[K^*]$, входящая в (8), является матрицей мгновенной жесткости $[K(H)]$ вследствие того, что дополнительные узловые нагрузки при расчете на устойчивость полагаются нулевыми, получается однородной, вида

$$[K(H)] \cdot \{\Delta\} = 0, \quad (10)$$

где $[K(H)]$ – матрица мгновенной жесткости, элементы которой – реакции r_{ik} во введенных связях на узлы основной системы, зависящие от продольных сил H в ее стержнях.

Особенность расчета на устойчивость в необходимости учета дополнительного изгибающего действия продольных сил H , за счет которого эпюры изгибающих моментов от единичных перемещений получаются криволинейными. Реакции во введенных связях содержат поправочные множители в виде специальных функций от безразмерных параметров ν . Для сжатых стержней с $H \leq 0$ и

$$\nu = l \sqrt{\frac{|H|}{EI}}$$

специальные поправочные коэффициенты к элементам матриц внутренней жесткости сжатых стержней от безразмерных параметров ν приведены в [4, стр. 229]. Для растянутых стержней – см. [4, с. 235].

В излагаемом здесь методе *деформаций* при расчете на устойчивость специальные функции к элементам матриц внутренней жесткости, приведенные в [4], пересчитаны на зависимость их от параметра $a_1 l$ (3)

$$a_1 l = l \sqrt{\frac{|H|}{EI}}. \quad (11)$$

Тогда специальные функции как поправочные коэффициенты к элементам матрицы внутренней жесткости, зависящие от параметра $a_1 l$ (11), имеют вид:

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= \frac{(a_1 l)^2 \operatorname{tg}(a_1 l)}{3(\operatorname{tg}(a_1 l) - a_1 l)}; \quad \varphi_2 = \frac{a_1 l (\operatorname{tg}(a_1 l) - a_1 l)}{8 \operatorname{tg}(a_1 l) \left(\operatorname{tg}\left(\frac{a_1 l}{2}\right) - \frac{a_1 l}{2} \right)}; \quad \varphi_3 = \frac{a_1 l (a_1 l - \sin(a_1 l))}{4 \sin(a_1 l) \left(\operatorname{tg}\left(\frac{a_1 l}{2}\right) - \frac{a_1 l}{2} \right)}; \\ \varphi_4 &= \frac{\left(\frac{a_1 l}{2}\right)^2 \operatorname{tg}\left(\frac{a_1 l}{2}\right)}{3 \left(\operatorname{tg}\left(\frac{a_1 l}{2}\right) - \frac{a_1 l}{2} \right)}; \quad \eta_1 = \frac{(a_1 l)^3}{3(\operatorname{tg}(a_1 l) - a_1 l)}; \quad \eta_2 = \frac{\left(\frac{a_1 l}{2}\right)^3}{3 \left(\operatorname{tg}\left(\frac{a_1 l}{2}\right) - \frac{a_1 l}{2} \right)}. \end{aligned} \quad (12)$$

Для растянуто-изогнутых стержней в формулах (12) необходимо произвести следующие замены: $(a_1 l)^2 \rightarrow -(a_1 l)^2$; $\sin(a_1 l) \rightarrow \sinh(a_1 l)$; $\operatorname{tg}(a_1 l) \rightarrow \operatorname{th}(a_1 l)$. Тогда матрицы внутренней жесткости с учетом безразмерных функций (12) имеют вид [3]:

Для прямолинейного стержня с обоими зашеченными концами (рисунок 1)

$$[K_s] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EJ}{l^3} \eta_2 & -\frac{6EJ}{l^2} \varphi_4 & 0 & -\frac{12EJ}{l^3} \eta_2 & -\frac{6EJ}{l^2} \varphi_4 \\ 0 & -\frac{6EJ}{l^2} \varphi_4 & \frac{4EJ}{l} \varphi_2 & 0 & \frac{6EJ}{l^2} \varphi_4 & \frac{2EJ}{l} \varphi_3 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EJ}{l^3} \eta_2 & \frac{6EJ}{l^2} \varphi_4 & 0 & \frac{12EJ}{l^3} \eta_2 & \frac{6EJ}{l^2} \varphi_4 \\ 0 & -\frac{6EJ}{l^2} \varphi_4 & \frac{2EJ}{l} \varphi_3 & 0 & \frac{6EJ}{l^2} \varphi_4 & \frac{4EJ}{l} \varphi_2 \end{bmatrix}; \quad (13)$$

Для стержня с жестким закреплением левого конца и шарнирным – правого

$$[K'_s] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EJ}{l^3}\eta_1 & -\frac{3EJ}{l^2}\varphi_1 & 0 & -\frac{3EJ}{l^3}\eta_1 & 0 \\ 0 & -\frac{3EJ}{l^2}\varphi_1 & \frac{3EJ}{l}\varphi_1 & 0 & \frac{3EJ}{l^2}\varphi_1 & 0 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{3EJ}{l^3}\eta_1 & \frac{3EJ}{l^2}\varphi_1 & 0 & \frac{3EJ}{l^3}\eta_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad (14)$$

Для стержня с жестким закреплением правого конца и шарнирным – левого

$$[K'_s] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EJ}{l^3}\eta_1 & 0 & 0 & -\frac{3EJ}{l^3}\eta_1 & -\frac{3EJ}{l^2}\varphi_1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{3EJ}{l^3}\eta_1 & 0 & 0 & \frac{3EJ}{l^3}\eta_1 & \frac{3EJ}{l^2}\varphi_1 \\ 0 & -\frac{3EJ}{l^2}\varphi_1 & 0 & 0 & \frac{3EJ}{l^2}\varphi_1 & \frac{3EJ}{l}\varphi_1 \end{bmatrix}; \quad (15)$$

Для стержня с шарнирным закреплением обоих концов

$$[K'_s] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{H}{l} & 0 & 0 & \frac{H}{l} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{H}{l} & 0 & 0 & -\frac{H}{l} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}. \quad (16)$$

Очевидно, что коэффициенты матриц мгновенной жесткости стержневой системы при расчете на устойчивость зависят от безразмерных функций (12), связанных с параметром (a_1l) .

Критическому состоянию деформированного равновесия стержневой системы отвечают ненулевые перемещения $\{\Delta\}$ (8) ее узлов

$$\{\Delta\} \neq 0,$$

что возможно, если матрица мгновенной жесткости системы *вырождена* и ее определитель, как ее количественная характеристика, равен нулю

$$Det[K(a_1l)] = 0. \quad (17)$$

Выражение (17) и есть нелинейное (трансцендентное) уравнение критического равновесия относительно параметра (a_1l) как основного неизвестного. При оценке устойчивости представляет интерес наименьший из корней матричного уравнения (17).

Для заключения об устойчивости рассчитываемой стержневой системы решение уравнения устойчивости (17) с целью поиска наименьшего параметра (a_1l)

как основного неизвестного – задача математически сложная и трудоемкая. В настоящее время для оценки устойчивости *1-go рода* стержневых систем используется **качественный метод исследования** их расчетной модели, суть которого кратко изложена в [5]:

Оценку устойчивости стержневых систем **качественным методом** [5], предложено выполнять в компьютерной программе, разработанной нами средствами программирования PTS MathCAD по алгоритму, построенному на их расчете по методу деформаций [1] с целью оценки эффектов воздействий:

1. Выполняется статический расчет стержневой модели при заданном уровне нагрузки и других воздействиях по методу деформаций [1], [2], [3].

2. По известным формулам Эйлера проверяется устойчивость всех стержней расчетной модели с учетом закреплений их в узлах основной системы метода деформаций (ОСМД). Критическую силу для каждого стержня найдём путём приравнивания нулю определителей матриц жёсткостей для каждого из них.

Проверка всех стержней на устойчивость выполняется методом сравнения критических сил в стержнях с продольными силами в стержнях, вычисленных по методу деформаций [1].

3. Если устойчивость всех стержней ОСМД обеспечена, то анализируется полученная в результате расчета матрица мгновенной жесткости стержневой системы с учетом вычисленных внутренних сил в ее стержнях, вычисленных в деформированном состоянии. Все главные диагональные элементы матрицы мгновенной жесткости в деформированном состоянии должны быть положительны. Если в процессе анализа будет выявлено наличие отрицательных или нулевых элементов, делается вывод о неустойчивости деформированной системы в исследуемом состоянии равновесия, и дальнейший расчет должен быть прекращен.

4. Если все главные диагональные элементы матрицы мгновенной жесткости в деформированном состоянии положительны, то выполняется разложение матрицы мгновенной жесткости на множители одним из известных методов. В MathCAD эффективно получить разложения матрицы на множители по методу Холецкого.

5. Окончательное заключение об устойчивости стержневой системы должно быть сделано путем исследования элементов, расположенных на главной диагонали матрицы мгновенной жесткости при разложении ее на множители. Если все диагональные элементы положительны и среди них нет близких к нулю, то равновесие стержневой системы при заданном для нее воздействии *устойчиво*; если разложение матрицы мгновенной жесткости прервано, то равновесие является критическим. Если среди диагональных элементов есть хотя бы один отрицательный, то равновесие стержневой системы при данном уровне внешних воздействий *неустойчиво*.

4. Устойчивость и расчет по деформированному состоянию. Как было показано выше, устойчивость рассчитываемой стержневой модели предложено оценивать **качественным методом**, позволяющим однозначно получить ответ на вопрос: устойчива или неустойчива расчетная модель сооружения при заданном характере и величине нагрузки? И если расчетная модель стержневой сис-

темы в этом состоянии равновесия устойчива, то ее матрица мгновенной жесткости положительно определена. А это значит, что система может перейти из устойчивого *исходного состояния* в новое *возмущенное* (рассчитываемое) *деформированное* состояние приложением к ее стержням *дополнительных воздействий*. Тогда матричная система уравнений метода деформаций (7), учитывающая и продольные деформации рассчитываемой стержневой системы и перемещения ее узлов $\{\Delta\}$, имеет вид:

$$[K(a_{1l}, \Delta)] \cdot \{\Delta\} = \{P_u\} + [T_\alpha]^T \cdot \{P'_s\} + \{R\} \quad (18)$$

Сформированная положительно определенная матрица мгновенной жесткости $[K(a_{1l}, \{\Delta\})]$ системы уравнений (18) открывает возможность выполнить *деформационный* расчет *возмущенного состояния* стержневой системы путем организации процедуры последовательных приближений, реализуемой программными средствами MathCAD. Для этого:

– Выполняем расчет *возмущенного равновесного состояния* стержневой системы *методом деформаций* [1] как первое приближение. Анализ полученных результатов дает возможность получить вектор перемещений узлов $\{\Delta\}$ с учетом продольных деформаций (в случае загрузки их поперечной нагрузкой) и поперечных деформаций, а также внутренние усилия в стержнях. Вектор перемещений узлов $\{\Delta_1\}$ дает возможность откорректировать матрицу мгновенной жесткости $[K(a_{1l}, \{\Delta_1\})]$.

– Выполняя последующие расчеты матричной системы (18) с анализом результатов расчета и корректировкой матрицы мгновенной жесткости $[K(a_{1l}, \{\Delta_i\})]$, необходимой для последующего $(i+1)$ статического расчета *методом деформаций*, получаем быстро сходящийся итерационный процесс, вплоть до достижения заданной точности.

Полученное решение стержневой системы в деформированном возмущенном равновесном состоянии необходимо проверить на устойчивость вышеизложенным *качественным методом*. И если стержневая система устойчива, то вычисленный вектор $\{\Delta\}$ дает возможность строить эпюры перемещений v , изгибающих моментов M_s и сдвигающих сил Q_s с использованием аналитических выражений (1), (2) и (3) соответственно. Продольные силы N необходимо вычислять по формуле

$$N = H \cos \varphi + Q_s \sin \varphi, \quad (19)$$

где φ – угол поворота хорды стержня в возмущенном деформированном состоянии равновесия по отношению к исходному состоянию.

5. Блок-схема компьютерной программы в PTS MathCAD. Сказанное в п. 2÷4 настоящей статьи позволило разработать алгоритм расчета моделей эффектов воздействий (расчетных схем) стержневых систем зданий и сооружений по деформированному состоянию, оценить их устойчивость и реализовать его в компьютерной программе DresCAD.

На рисунке 2 представлена блок-схема компьютерной программы DresCAD, разработанная на алгоритмическом языке среды PTS MathCAD

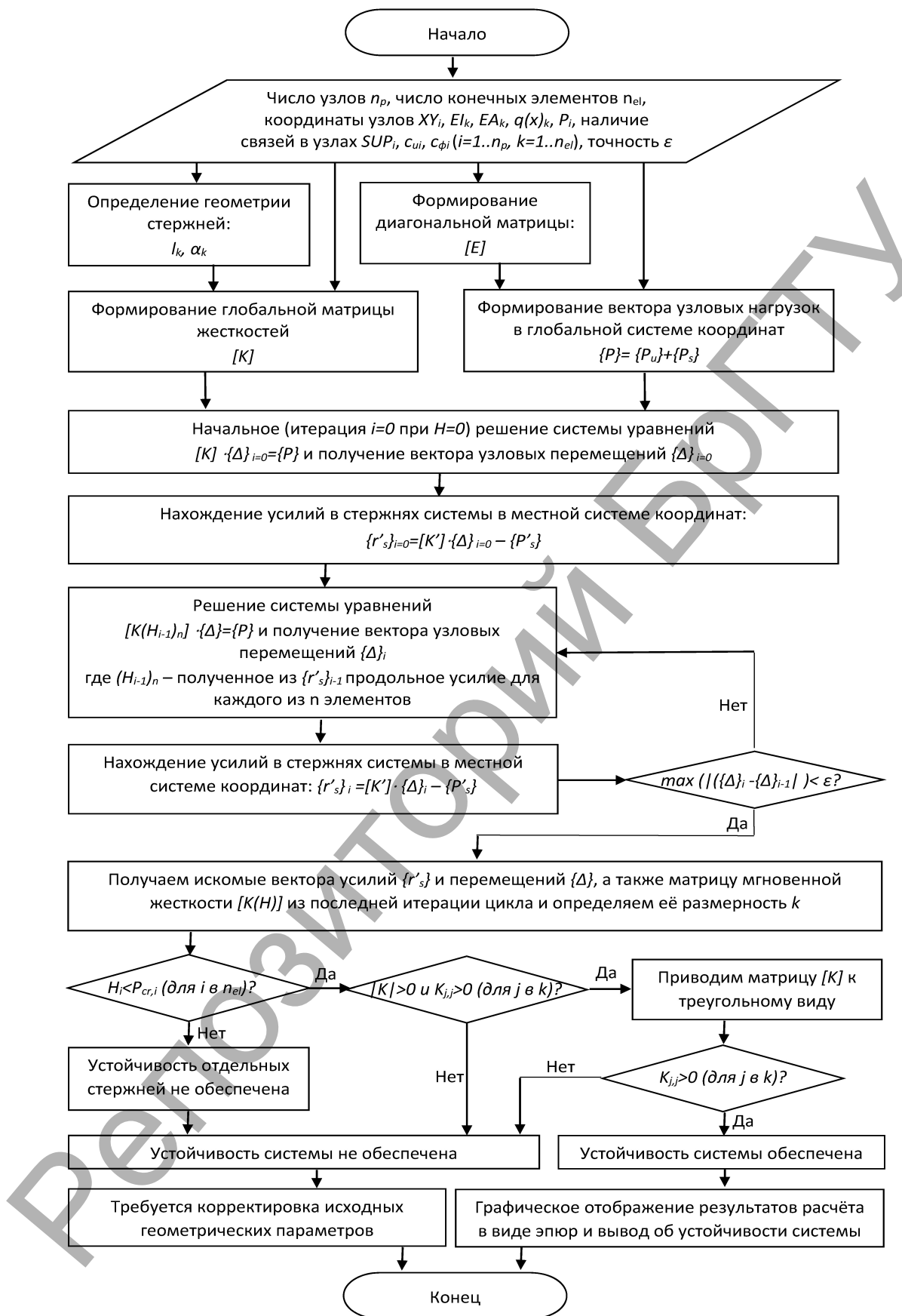


Рисунок 2 – Блок-схема компьютерной программы DresCAD

Для отладки программы DresCAD использовались результаты расчета задач выполненных Н. И. Безуховым [6] и Г. К. Клейном и другими [7].

Примеры расчета, выполненные в ПК DresCAD

По разработанной программе представлены две расчетные модели стержневых систем, представленные на рисунке 3 [6] и рисунке 4 [7]. Результаты расчета изложены в таблицах 1 и 2.

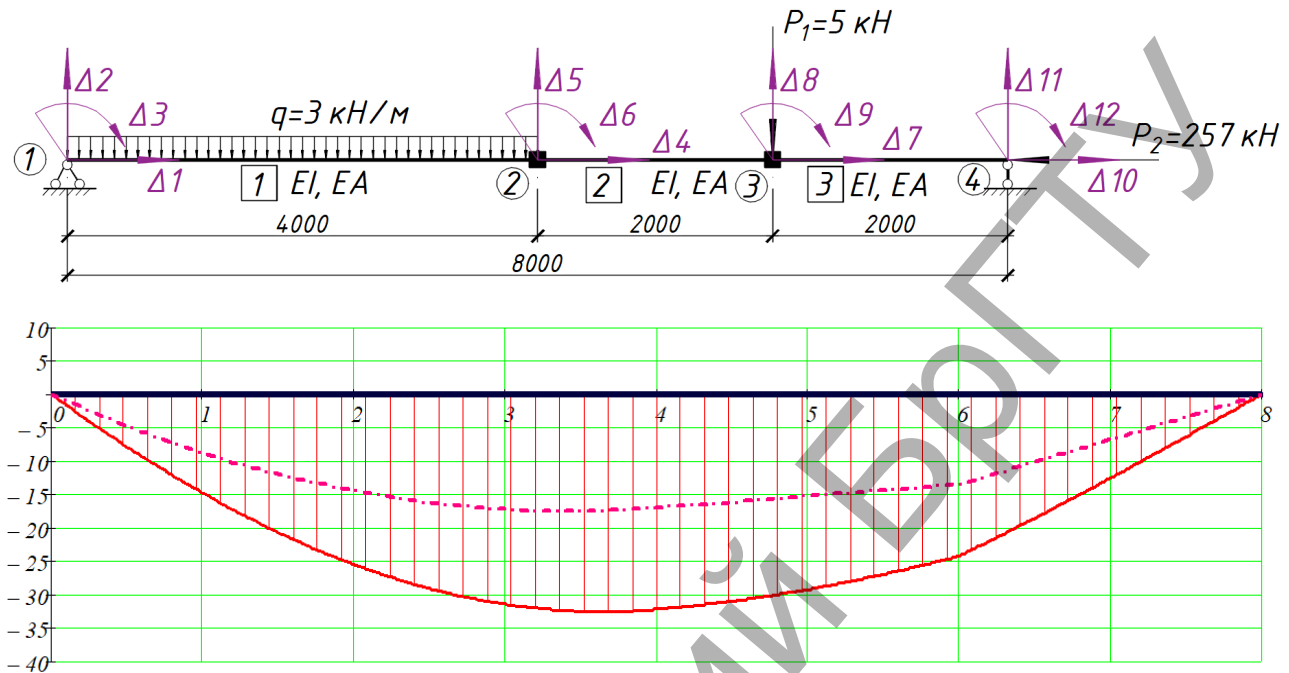


Рисунок 3 – Расчетная схема рамы [6] и эпюра изгибающих моментов ($EI=3638.04 \text{ кНм}^2$, $EA=921900 \text{ кН}$) (штрихпунктирная линия – линейный расчёт)

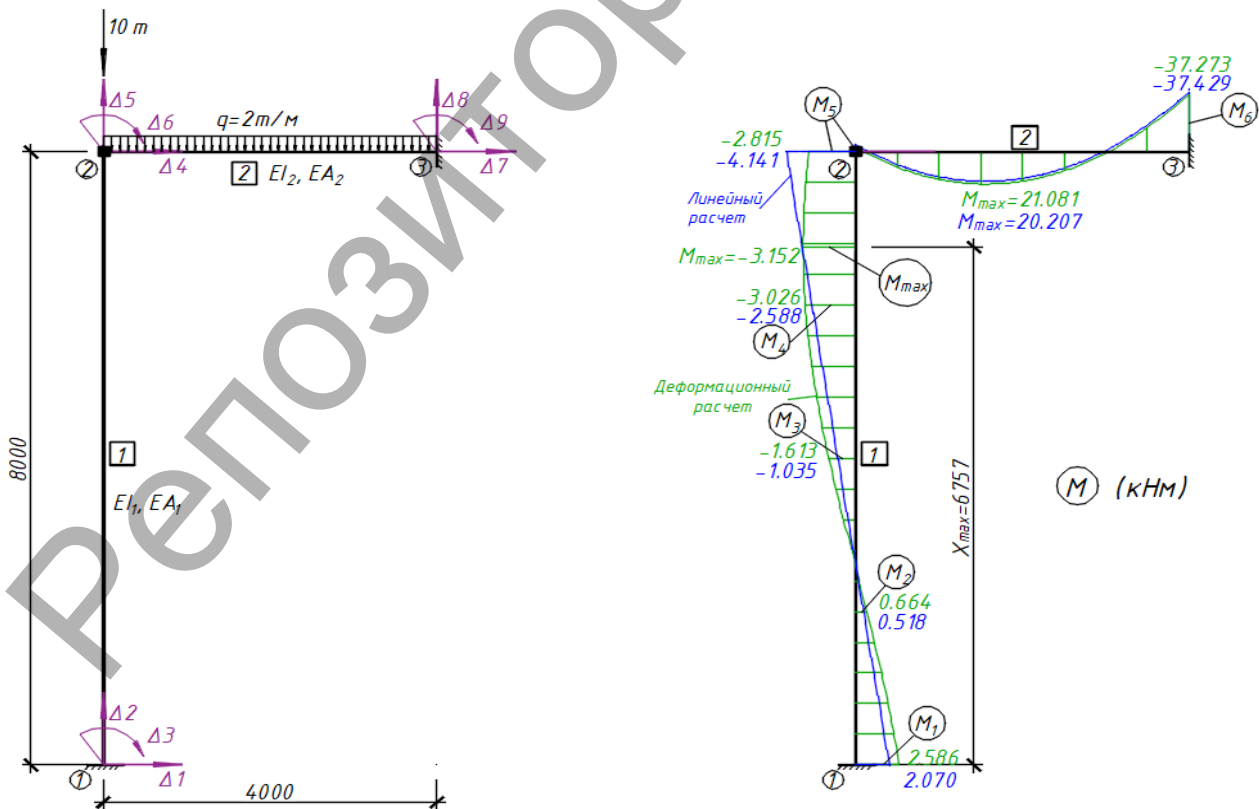


Рисунок 4 – Расчетная схема и эпюры изгибающих моментов для стержня 1 рамы [7] ($EI_1=915.6 \text{ кНм}^2$, $EA_1=1680000 \text{ кН}$, $EI_2=2373 \text{ кНм}^2$, $EA_2=21000000 \text{ кН}$)

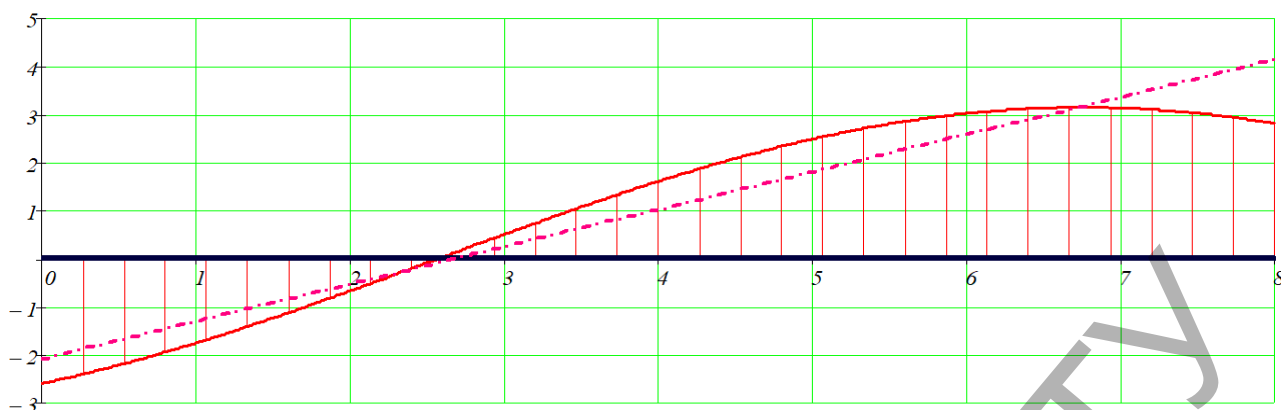


Рисунок 6 – Этюра моментов, полученная в программе DresCAD для стержня №1 стержневой системы [7] (штрихпунктирная линия – линейный расчёт)

Таблица 1 – Результаты расчетов по различным методам для рамы №1 [6]

Анализ расчётов	M_{T2} , кНм	M_{T4} , кНм	M_{T6} , кНм	Δ_{T4} , см	Δ_{T6} , см
Деформационный расчет	25.459	32.171	24.192	5.903	4.16
Точное решение	25.506	32.253	24.240	5.935	4.179
Линейный расчет	14.500	17.000	13.500	3.207	2.254
Различие деформационного с точным расчётом, %	0.186%	0.254%	0.2%	0.537%	0.451%
Различие деформационного с линейным расчетом, %	43.045%	47.157%	44.195%	45.673%	45.819%

Таблица 2 – Результаты расчетов по различным методам для рамы №2 [7]

Анализ расчётов		M_1 , кНм	M_2 , кНм	M_3 , кНм	M_4 , кНм	M_5 , кНм	M_6 , кНм
Г.К. Клейн и др.	Линейный	2.150				-4.320	-37.900
	Деформац.	2.800				-2.900	-38.600
Разработанный алгоритм	Линейный	2.070	0.518	-1.035	-2.588	-4.141	-37.429
	Деформац.	2.586	0.664	-1.613	-3.026	-2.815	-37.273
Различие. с решением по Г. К. Клейну	Линейный	3.865%				4.323%	1.258%
	Деформац.	8.293%				3.009%	3.560%
Различие линейного с деформационным		19.941%	22.021%	35.845%	14.464%	47.090%	0.419%

Список цитированных источников

1. Уласевич, В.П. Статический расчет гибких стержневых систем сложной геометрической структуры методом деформаций / В.П. Уласевич // Вестник БрГТУ. – 2018. – № 1(109): Строительство и архитектура. – С. 73–77.
2. Уласевич, В.П. Расчет стержневых систем уточненным методом перемещений и его реализация в среде PTS MathCAD / В.П. Уласевич, В.И. Каковко // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: Сборник научных статей XXI Международного научно-методического семинара 25-26 октября 2018 г. – Брест: Изд-во БрГТУ, 2018. – Часть 1. – С. 254–261.
3. Уласевич, В.П. К эффективности разработки алгоритма деформационного метода расчета гибких стержневых систем в среде MathCAD / В.П. Уласевич, О.В. Костюк, Н.В. Бочарова // Вестник БрГТУ. – 2009. – № 5(59): Физика, математика, информатика. – С. 57–62.

4. Сидорович, Е.М. Динамика и устойчивость сооружений. Численные методы решения задач: учебное пособие / Е.М. Сидорович. – Минск: БНТУ, 2006. – 246 с.
5. Борисевич, А.А. Строительная механика / А.А. Борисевич, Е.М. Сидорович, В.И. Игнатюк – Минск: БНТУ, 2007. – 821 с.
6. Безухов, Н.И. Устойчивость и динамика сооружений в примерах и задачах / Н. И. Безухов, О.В. Лужин, Н.В. Колкунов. – М.: Стройиздат, 1969. – 424 с.
7. Клейн, Г.К. Руководство к практическим занятиям по курсу строительной механики (основы теории устойчивости, динамики сооружений и расчета пространственных систем) / Г.К. Клейн, В.Г. Рекач, Г.И. Розенблат. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 1972. – С. 69-71.

УДК 539.3+534.1

ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕРЖНЯ КАК ЗАДАЧА ДИНАМИКИ ПРОДОЛЬНО-ПОПЕРЕЧНОГО ИЗГИБА

Холодарь Б. Г.

Допустимая нагрузка при продольном сжатии стержня устанавливается как доля от критической нагрузки, для определения которой используют несколько подходов [1], в основе которых лежит учет реальных отклонений геометрии стержня и характера приложения нагрузки от предполагаемой идеальности.

Ниже приведены некоторые результаты рассмотренной задачи о поведении шарнирно-закрепленного упругого стержня под действием нагрузки P_∂ , нарастающей пропорционально времени t и приложенной на подвижном торце стержня с эксцентриситетом e и под небольшим углом наклона α к продольной оси. Кроме того, стержень загружен предварительно по своей оси силой P_0 , составляющей некоторую часть от критической $P_{кр}$.

Использованные обозначения и числовые данные: E, σ_T, ρ – модуль упругости, предел текучести и плотность материала, l – длина стержня, $A=b \cdot h$ – площадь прямоугольного сечения стержня, $J=bh^3/12$ – момент инерции, $P_{кр}=\pi^2 EJ/l^2$, $P_\partial = V_P \cdot t$, $V_P = P_{кр} / T$, T – время нарастания нагрузки, $P_C = P_0 + P_x = P_0 + P_\partial \cos \alpha$ – суммарная осевая сила, $k^2 = P_C / EJ$, $k_x^2 = P_x / EJ$ – функции времени, x – продольная координата, отсчитываемая от нагруженного торца стержня, $E=200000$ МПа, $\sigma_T=200$ МПа, $\rho=7800$ КГ/м³, $l=1.0$ М, $b=h=0.01$ М.

Если рассматривать процесс нарастающего изгиба стержня как квазистатический, то прогиб W стержня опишется выражением

$$W(x) = -e \frac{k_x^2}{k^2} \left[\frac{\text{Sink}(x-l)}{\text{Sink}l} + \left(1 - \frac{x}{l}\right) \right], \quad (1)$$

Максимальные напряжения от сжатия и изгиба в поверхностных волокнах составят $\sigma = \sigma_c + \sigma_i = (P_C + 6P_x \frac{e}{h \text{Sink}l}) / A$ и могут превысить предел текучести материала при нагрузке ниже критической (рис.1), что практически рассматривается как ситуация недопустимая.

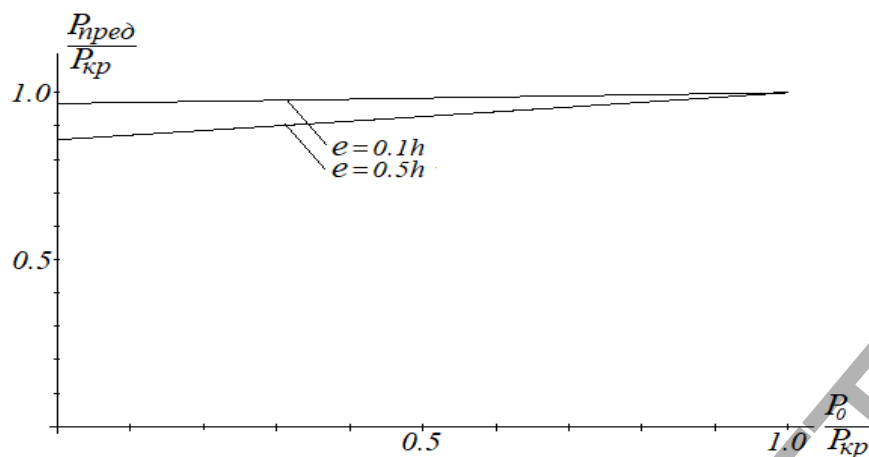


Рисунок 1 – Статическая зависимость предельной продольной силы от предварительной нагрузки и эксцентриситета

Известно однако, что при ударном нагружении критическая продольная нагрузка может многократно превосходить эйлерову, что естественным образом требует для описания процесса учета динамических свойств системы.

Простейший подход при рассмотрении кратковременных процессов – представить систему в виде одномассовой модели. При этом отпадает необходимость решения задачи в частных производных, но и теряется возможность описания некоторых динамических эффектов, в том числе при чисто ударной нагрузке.

В данной задаче необходимо учитывать продольное перемещение U_i нагруженного торца за счет изгиба стержня, которое при реализованной геометрически-линейной постановке задачи определяется как $U_i = \int_0^l W_x'^2 dx / 2$, где W_x' – производная по осевой координате. Тогда полное осевое смещение составит $U = U_C + U_i$, где U_C – продольное смещение от действия осевой нагрузки P_C , принимаемое равномерным по длине стержня.

Если форму прогиба стержня принять в виде кривой, подобной статической (1) в виде $V(x,t) = W(x,t) \cdot f(t)$ с функцией $f(t)$, подлежащей определению, то дифференциальные уравнения движения системы представятся в виде

$$(M_0 + M_U) \ddot{U}_C = -(M_0 + M_U) (\ddot{U}_C f^2 + 4\dot{U}_i f \dot{f} + 2U_i (\dot{f}^2 + \ddot{f})) + F_U - R_U, \quad (2)$$

$$M_V W_C \ddot{f} = -M_V (\ddot{W}_C f + 2\dot{W}_C \dot{f}) + F_V - R_V, \quad (3)$$

где W_C – прогиб по центру тяжести эюры $W(x)$, $M_0 = 0$ или $M_0 = P_0/g$ при учете силы P_0 как весовой нагрузки на торце стержня (g – ускорение земного притяжения), $M_U = \rho b h l / 3$ и $M_V = \rho b h l$ – соответственно приведенные массы для продольных и поперечных перемещений, а обобщенные силы F_U и F_V можно определить, используя принцип возможных скоростей для текущей формы кривой прогиба, как

$$F_U = F_C + \frac{F_x e (\dot{\varphi}_0 f + \varphi_0 \dot{f})}{\dot{U}_C + \dot{U}_i f^2 + 2U_i f \dot{f}}, \quad (4)$$

$$F_V = \frac{F_x e(\dot{\varphi}_0 f + \varphi_0 \dot{f}) + F_C (\dot{U}_C + \dot{U}_i f^2 + 2U_i f \dot{f})}{\dot{W}_{st} f + W_{st} \dot{f}} \quad (5)$$

Аналогичным образом определяются и реакции R_U и R_V . Выражения для входящих в (2) – (5) переменных W_C , U_i , угла поворота торцевого сечения φ_0 , смещения W_{st} (среднее по длине стержня и составляющее примерно 0.64 от W_C) и их производных по времени (точка сверху) здесь не приводятся ввиду громоздкости.

Задача просчитывалась для уровней предварительной нагрузки $P_0/P_{кр} = 0.35, 0.65, 0.95$ и четырех скоростей нагружения $V_P = P_{кр}/T$ (при $T = 0.01, 0.1, 1.0$ и 10.0 сек). В качестве примера решения на рис. 2 показаны кривые нарастания осевого и поперечного перемещений при разных уровнях предварительной нагрузки и параметре скорости нагружения $T = 1$ сек. Используются обозначения: квазистатические поперечные W_{st} – □ и продольные $F_C/C_U + U_i$ – ○, динамические поперечные $W_{st} \cdot f$ – ■ и продольные $U_C + U_i \cdot f^2$ – ●. Для приведения к одному масштабу продольные перемещения умножались на 500, поперечные – на 50. Горизонтальной чертой отмечено время наличия в стержне неупругих деформаций при динамическом (■) и квазистатическом (□) подходах, T_δ – время нарастания силы P_C от начальной P_0 до критической $P_{кр}$ при заданном V_P .

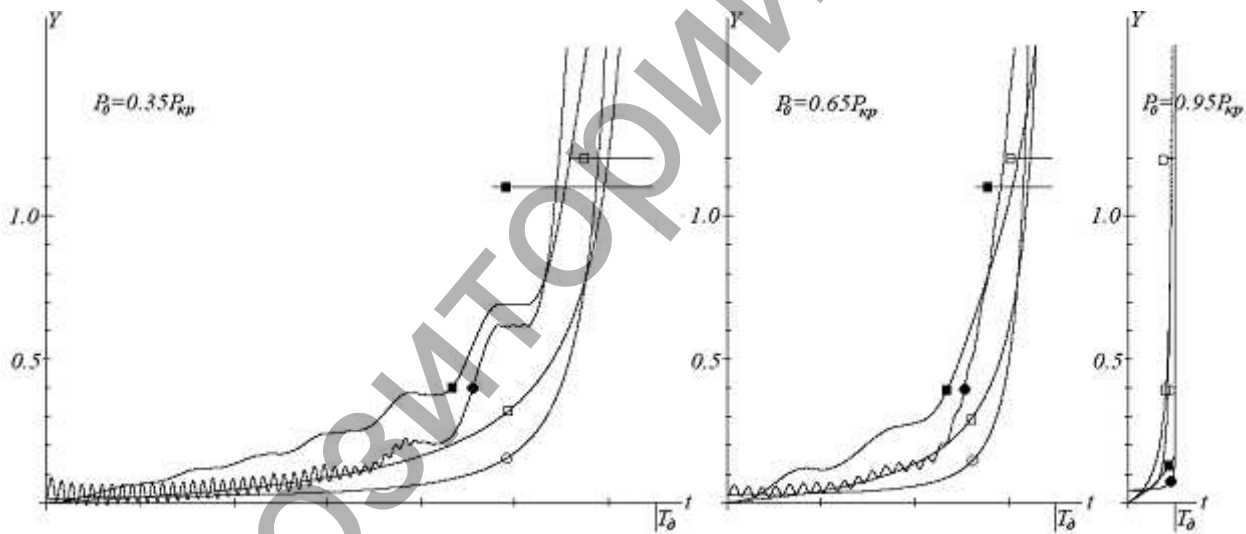


Рисунок 2 – Компоненты смещений стержня при различных уровнях предварительной нагрузки

В целом можно отметить некоторые представляющие интерес общие моменты решения.

Процесс нагружения характеризуется наложением колебательного движения на квазистатические перемещения стержня при росте догружающего усилия P_δ . Колебания более заметны при медленном нарастании P_δ и невысоких уровнях предварительной нагрузки P_0 .

Наращение динамических перемещений идет быстрее, чем квазистатических, а максимальные прогибы остаются сравнимыми с высотой сечения стержня на всем интервале времени $0 - T_{кр}$, за исключением последнего отрезка, когда параметр kl приближается к π ($kl > 3.05 - 3.1$) и задача выходит за пределы

геометрической линейности подхода. Переход напряжений через предел текучести материала возникает в моменты времени $T_{пред}$ и при нагрузках $P_{пред}$ более низких, чем это ожидается при статическом подходе.

Для короткого времени нагружения, сравнимого с периодом собственных продольных колебаний стержня (случай $T_{кр}=10^{-2}c$), решение показывает, что динамические поперечные перемещения остаются малыми и скорость их роста ниже, чем квазистатических, а динамические напряжения в стержне остаются невысокими – стержень не успевает реагировать на изменение нагрузки. Это связано с запаздыванием нарастания перемещений относительно нагрузки в первом полупериоде колебаний за счет инерционности системы (амплитуда колебательного движения здесь отрицательна).

Влияние продольных перемещений, массы M_0 , угла наклона дополнительной нагрузки невелико и перекрывается ролью эксцентриситета и динамичностью процесса поперечного движения точек стержня.

В полученном решении не вполне отражаются динамические свойства системы, связанные с проявлением высоких компонент частотного спектра, которые прямо наблюдаются при ударных испытаниях [1]. Поэтому для уточнения результатов необходимо использование более сложных многомассовых и нелинейных моделей.

Список цитированных источников

1. Вольмир, А.С. Устойчивость деформируемых систем. – М.: Наука, 1967. – 986 с.

УДК 694.5

СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ АРОЧНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Храмов В. С.

Большепролётными принято считать конструкции с пролётом 18 метров и более – для гражданских зданий и пролётом более 30 метров – для промышленных зданий [1]. Применение большепролётных конструкций позволяет наиболее полно раскрыть несущие характеристики материала [2]. Подобные конструкции получили широкое распространение в случаях, когда необходимо перекрыть большие пространства без промежуточных опор.

По статической работе большепролётные конструкции можно разделить на две группы:

- 1) плоскостные (балки, фермы, арки, рамы);
- 2) пространственные (оболочки, складки, висячие системы, перекрестно-стержневые системы и др.) [2].

Одними из самых распространённых большепролётных конструкций являются арочные конструкции.

Арочными конструкциями называются системы ломаного или криволинейного очертания, в опорах которых от действия вертикальной нагрузки возникают наклонные реакции, направленные внутрь пролёта. Горизонтальную состав-

ляющую такой наклонной реакции называют распором. Для восприятия распора используют либо затяжки, выполняемые из металлического профиля, либо опирают арку непосредственно на фундамент, который и воспринимает распор.

По форме очертания оси арочные конструкции делят на:

- 1) треугольные;
- 2) сегментные;
- 3) стрельчатые.

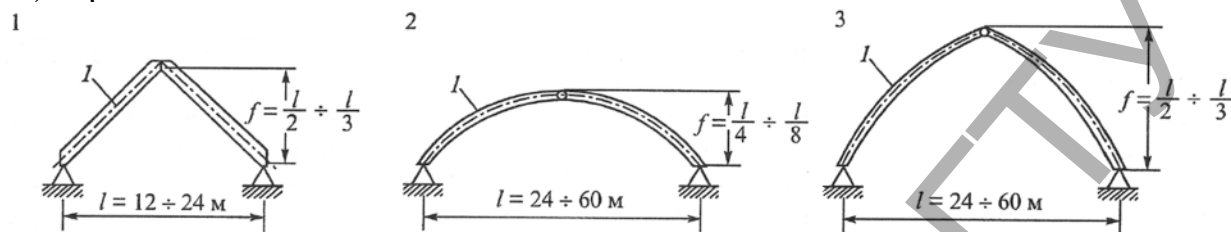


Рисунок 1 – Формы очертания арочных конструкций

Клееные арки стрельчатого очертания имеют трёхшарнирную схему и сегментное очертание полуарок. Их применяют при пролётах $l = 24 \div 60 \text{ м}$

и высот стрелы $f = l/2 \div l/3$. подъёма. В большинстве случаев стрельчатые арки применяют без затяжек с опиранием на фундамент, передавая на него все вертикальные и горизонтальные реакции опор [3].

Клеедеревянные арки в большинстве случаев проектируют с прямоугольным сечением, постоянным по длине пролёта, независимо от формы её очертания. Сечение выполняется прямоугольной формы с рекомендуемым отношением сторон [4] и $b/h \leq 5$ компонуется из пакета досок, монолитно соединённых между собой клеевыми швами.

Стрельчатые клеедеревянные арки более трудоёмки в изготовлении по сравнению с арками других очертаний, так как требуют разработки большего количества отправочных марок, различных по размеру. Их применяют в качестве несущих конструкций покрытий промышленных и общественных зданий. Так, наиболее рационально использование арок стрельчатого очертания в покрытиях, где помимо распределённых нагрузок существенной становится также сосредоточенная в зоне конькового узла нагрузка от различного оборудования (транспортная галерея, тельфер с грузом и т. д.).

Нагрузка от собственного веса арки и веса покрытия (постоянная, равномерно распределённая нагрузка) учитывается в первую очередь при расчёте усилий в сечениях арки. В реальных условиях эксплуатации часто на арку действует не только постоянная нагрузка, но и временная – снеговая и ветровая. Если ветровая нагрузка принимает серьёзные значения только для подъёмистых арок, то временная снеговая нагрузка, неравномерно распределённая по пролёту арки, часто в несколько раз увеличивает усилия, возникающие в сечениях арки. Сочетание временной снеговой и постоянной нагрузок обычно становится определяющей при расчёте внутренних усилий в арке. Так, согласно пособию к СНиП II-25-80, расчёт стрельчатых арок на прочность рекомендуется выполнять для следующих сочетаний нагрузок:

– расчётная постоянная и временная (снеговая) нагрузки на всём пролёте и временная нагрузка от подвесного оборудования;

– расчётная постоянная нагрузка на всём пролёте, временная (снеговая) на $S/2$ или части пролёта в соответствии со СНиП «Нагрузки и воздействия» и временная нагрузка от подвесного оборудования;

– ветровая нагрузка с постоянной и остальными временными (с учётом коэффициента сочетания 0.9) [5].

Определив внутренние усилия, выбирают их максимальные значения и по ним производят подбор сечения.

Как можно заметить из сказанного выше, основной нормативный документ, используемый при проектировании деревянных конструкций, устарел более чем на 30 лет. За время, прошедшее с выхода СНиП II-25-80, было проведено множество теоретических и экспериментальных исследований древесины, учитывающих анизотропию материала. Также была доказана возможность стыкования блоков древесины вдоль волокон. Интересно и то, что в нормах содержатся указания для использования коэффициента длительно работавшей древесины. Вместо умножения расчётное сопротивление делят на этот коэффициент. Подобный ход решения даёт удивительный результат: через 50-100 лет материал становится на 10 % прочнее. В 1988 г. ЛИСИ были опубликованы исследования, которые показали, что подобных коэффициентов несколько: их величины зависят от вида НДС и срока службы. В Белоруссии нормы проектирования деревянных конструкций содержат шесть таких коэффициентов, отличных от единицы: от 0,9 до 0,5, и каждый из них умножают на соответствующие расчётные сопротивления, тем самым понижая его [6].

Вместе с тем, в нормах проверка устойчивости плоской формы деформирования криволинейных сжато-изгибаемых элементов ведётся исходя из формул, которые предполагают линейную работу древесины как материала, не учитывая её анизотропию и связи, обеспечивающие пространственную жёсткость сооружения [7].

Помимо недостатка точных данных в нормах проектирования исследователи обычно выделяют и различные отрицательные свойства древесины как строительного материала. Среди них:

- зависимость свойств материала от характера его строения;
- различные пороки древесины, снижающие её несущие характеристики;
- необходимость применения и значительный расход качественного пиломатериала;
- излишняя массивность сечений;
- ползучесть при длительном нагружении.

Все эти недостатки сильно ограничивают применение древесины и снижают её характеристики. Большинство из них можно устранить путём армирования сечений клеедеревянных конструкций и элементов стальной или стеклопластиковой арматурой. Благодаря армированию деревянных конструкций решаются следующие вопросы:

- экономия качественной древесины (т. е. вместо древесины 1-го сорта больше применяется пиломатериал 2-го и 3-го сортов);
- снижение монтажной массы и стоимости;
- уменьшение площади и размеров поперечного сечения;

– обеспечение требуемых показателей прочности и жёсткости элементов строительных конструкций;

– повышение надёжности конструкций.

По сравнению с клееными конструкциями той же прочности и жёсткости, армированные требуют на 30-40% древесины меньше, что снижает затраты на 12-18% на 1м³ конструкции (при увеличении трудозатрат на изготовление – на 10-15%), уменьшение монтажной массы на 10-12% [8].

Однако арматура в конструкциях зачастую испытывает растягивающие усилия, поэтому, прежде всего, необходимо определиться с местом арматуры в сжато-изгибаемых арочных конструкциях. Растягивающие усилия в арке появляются при изгибе, поэтому рабочая арматура должна располагаться в верхней и нижней зонах сечения. Из-за меняющихся положений временной нагрузки в сечениях арок появляются моменты с противоположными знаками, что также говорит о необходимости использования двойного армирования. Армирование сечений арок назначается расчётом и меняется по длине арки соответственно изменению изгибающих моментов. В арках нецелесообразно использование предварительно напряжённой арматуры из-за отсутствия растягивающих усилий. Применение в арочных конструкциях предварительно сжатой арматуры оказывает обратный эффект и снижает сопротивление сечений сжимающим усилиям.

Практически одновременно с появлением композитной арматуры начал обсуждаться вопрос о возможности её применения для армирования деревянных конструкций. Композитной арматурой принято называть неметаллические стержни из стеклянных, базальтовых, углеродных или арамидных волокон, которые пропитывают термореактивным или термопластичным полимерным связующим и отверждают. Такая арматура обладает набором физико-механических свойств, которые позволяют рассматривать в качестве замены металлической. При этом, в сравнении со стальной, композитная арматура обладает некоторыми существенными недостатками. В частности, стеклопластиковая и базальтопластиковая арматуры имеют модуль упругости, который в 3-4 раза ниже, чем у стальной. Нагрев композитной арматуры в несколько раз снижает её прочностные свойства. Одновременно с этим композитная арматура не имеет площадки текучести, и поэтому разрушение при растяжении носит хрупкий характер. Невозможно и изготовление гнутых арматурных изделий. Композитная арматура имеет также более высокую стоимость по сравнению с металлической [9].

Главной проблемой при проектировании деревянных конструкций, армированных композитной арматурой, является практически полное отсутствие соответствующих норм проектирования. В современных нормативных документах им посвящено всего несколько абзацев [10].

Наиболее активно развивающимся направлением в развитии клеедеревянных армированных конструкций стало использование углеродных нановолокон. Испытаниями на индивидуальной структуре были подтверждены уникальные механические, электрические и термические свойства углеродных нанотрубок. Так, модуль Юнга подобных структур равен 1000 ГПа, а прочность на разрыв – 60 ГПа.

Деревоклееные композитные конструкции (ДКК) состоят из используемой совместно с древесиной стеклоткани на основе базальтового волокна и эпоксидной матрицы, в состав которой включаются углеродные нанотрубки.

Были проведены экспериментальные исследования балок сечением 100x70 мм. В растянутой зоне балки на эпоксидную матрицу смолой ЭД-20, в состав которой добавили углеродные нанотрубки, приклеивалась стеклоткань. Конструирование деревокомпозитных балок подобным образом обеспечивает уменьшение размеров поперечного сечения на 20-25%, увеличение прочности балки – на 34-56%, снижение деформативности – на 24-42% в сравнении с обычными деревянными балками.

Стеклоткань отличается от обычной стержневой композитной арматуры возможностью использования в более широком диапазоне температур. Подобные конструкции не магнитны и радиопрозрачны, так же как и элементы, изготовленные только с применением древесины. В отличие от цельнодеревянных, разрушение деревокомпозитных балок носит пластичный характер [11].

Исследования армированных деревянных конструкций, как видно из приведённых выше примеров, чаще всего проводятся на линейных элементах (балках). Поэтому информации об армированных деревянных арочных конструкциях сравнительно немного.

Но, исходя из вышеизложенных особенностей армирования арочных конструкций, можно сделать вывод, что в случае клеедеревянных арочных конструкций рационально применение стеклоткани, которую приклеивают в верхней и нижней зонах сечения.

Несмотря на все усовершенствования и нововведения в проектировании клеедеревянных конструкций, их расчёт до сих пор остаётся сложной и ответственной задачей. В особенности это касается арочных конструкций, так как зачастую они используются для перекрытия общественных зданий, где особенно важна надёжность и гарантия нормальной работы конструкции, которая не приведёт к её разрушению. Поэтому современные проектировщики и конструкторы для получения более точных результатов проводят расчёт не вручную, а в различных вычислительных комплексах и с использованием САПР.

В числе таких программ Lira, SCAD, Ansys и др. Первые два вычислительных комплекса основываются на методе конечных элементов (МКЭ). Применение подобных «инструментов» проектирования открывает новые возможности для оценки влияния деформированного состояния конструкции на напряжённое состояние. Это, в первую очередь, актуально при расчёте сжато-изгибаемых большепролётных конструкций. Вышеназванные программные комплексы позволяют решать эту задачу с учётом геометрической нелинейности.

Так, Гранкин Кирилл Владимирович провёл исследование, в ходе которого рассчитал одну и ту же сжато-изгибаемую клеедеревянную конструкцию в программах Lira и SCAD. После расчётов он пришёл к следующим выводам:

– расчёту с учётом геометрической нелинейности в SCAD с использованием шагово-итерационного метода нельзя доверять;

– сходимость результатов в двух программах при шаговом методе достигается только после 20 шага, при этом разница между значениями изгибающих моментов не более 0,5%;

– значение коэффициента ξ по СП 64.13330.2011 на 6-8% меньше, чем по результатам расчёта в SCAD и Lira;

– формула для расчёта сжато-изгибаемых большепролётных конструкций, приведённая в СП 64.13330.2011, даёт в результате напряжения в конструкции значения, которые завышены на 10-20%;

– на этапе работы в упругой стадии (до достижения расчётных сопротивлений) влияние деформаций на напряжённое состояние конструкции не превышает 5%, это условие находит своё отражение в американских нормативах для расчёта сжато-изгибаемых большепролётных конструкций;

– большепролётные сжато-изгибаемые деревянные конструкции с применением армирования либо без армирования следует рассчитывать при помощи современных программных комплексов, позволяющих учесть геометрическую нелинейность, что сделает возможным уменьшение размеров сечений (оптимизация), а также снизит потребление качественной древесины первого сорта и, в целом, повысит конкурентоспособность применения древесины в большепролётных конструкциях [12].

Проанализировав представленный обзорный материал, можно выделить несколько существенных проблем, напрямую относящихся к деревянным армированным арочным конструкциям:

– отсутствие нормативной документации для проектирования деревянных конструкций, соответствующей данным, полученным из последних проведённых исследований;

– устаревшие нормативные сведения, касающиеся проектирования арочных конструкций;

– отсутствие норм проектирования, учитывающих применение композитной или стеклопластиковой арматуры [13];

– нехватка информации по исследованиям армированных деревянных арочных конструкций, в особенности армированных композитной арматурой;

– несоответствие некоторых характеристик, используемых вычислительными комплексами, установленным нормам.

Большинство проблем, как можно заметить, связано либо с отсутствием, либо с устареванием норм проектирования. Однако авторы источников, использованных для обзора, часто говорят о том, что те или иные решения, которых недостаёт в отечественных нормах, давно уже используются в зарубежной нормативной документации. Из этого следует, что при дальнейшей проработке материала необходимо изучить зарубежный опыт в обозначенном вопросе.

Также существенным препятствием является и практически полное отсутствие информации по армированным деревянным арочным конструкциям, что прямо говорит об актуальности темы исследования.

Для ускорения вычислений и более точной оценки результатов важно применение вычислительных комплексов (ВК). Но, как следует из вышеизложенного, необходимо либо проводить проверку полученных результатов, либо исправлять неверные значения характеристик, содержащихся в вычислительных комплексах.

Список цитированных источников

1. Конструкции большепролётных зданий и сооружений. Правила эксплуатации: СП 304.1325800.2017 Введ. 2018-04-26. – М.: АО ЦНИИ Промзданий, 2017. – 56 с.
2. Артебякина, Г.И. Обзор конструктивных решений арочных покрытий для общественных зданий / Г.И. Артебякина, В.А. Щербина // Молодой ученый. – 2017. – № 6. – С. 29-31.
3. Кашеварова, Г.Г. Экспериментально-теоретические исследования устойчивости и верификация расчётных моделей большепролётных деревянных арок / Г.Г. Кашеварова, А.Ю. Зобачева, И.Н. Фаизов // Известия вузов. Северо-Кавказский регион. Технические науки. – 2011. – № 2. – С. 83-90.
4. Деревянные конструкции: СП 64.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. Введ. 2011-05-20. – М.: ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, 2011. – 76 с.
5. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986.
6. Серов, Е.Н. Клееные деревянные конструкции: состояние и проблемы развития / Е.Н. Серов, Б.В. Лабудин // ИВУЗ. «Лесной журнал». – 2013. – № 2.
7. Кашеварова, Г.Г. Исследование устойчивости клееных деревянных большепролётных арок / Г.Г. Кашеварова, А.Ю. Зобачева, И.Н. Фаизов // Вестник ПНИПУ. – 2010. – № 1. – С. 22-31.
8. Рощина, С.И. Армирование – эффективное средство повышения надёжности и долговечности деревянных конструкций / С.И. Рощина // ИВУЗ «Лесной журнал». – 2008. – № 2. – С. 71-74.
9. Окольников, Г.Э. Перспективы использования композитной арматуры в строительстве / Г.Э. Окольников, С.В. Герасимов // Экология и строительство. – 2015. – № 3. – С.14-21.
10. Иномназаров Т.С. Применение композитной арматуры / Т. С. Иномназаров, А.М. Аль Сабри Сахар, М.Х. Дирие // Системные технологии. – 2018. – № 27. – С. 24-28.
11. Рощина, С.И. Армированные деревянные конструкции / С.И. Рощина, М.С. Сергеев, А.В. Лукина // ИВУЗ «Лесной журнал». – 2013. – № 4. – С. 80-85.
12. Гранкин, К.В. К расчёту сжато-изгибаемых клеелесных конструкций по деформированной схеме с помощью учёта геометрической нелинейности в комплексе SCAD Office 11.5 и Lira Soft 9.6 [Электронный ресурс] / К. В. Гранкин // Интернет-журнал «Наукосведение». – 2016. – № 4(8). – Режим доступа: <http://naukovedenie.ru> – (10.03.2019).
13. Устарханов, О.М. Схема армирования дощатоклееной балки стеклопластиковым прутком / О.М. Устарханов, Г.Г. Ирзаев // Современное строительство и архитектура. – 2018. – № 3 (11). – С. 16-20.

УДК 620.1:674.8

ЧИСЛЕННО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ НОВОГО КОМПОЗИТНОГО ЭЛЕМЕНТА НА ОСНОВЕ ЦЕМЕНТНО-СТРУЖЕЧНОЙ ПЛИТЫ И УГЛЕВОЛОКНА

Шалобыта Н. Н., Шалобыта Т. П., Лазарук А. А

Введение. В настоящее время численное моделирование становится неотъемлемой частью при разработке, совершенствовании и исследовании строительных конструкций. Достигнутый на данный момент уровень развития вычислительной техники, как по быстродействию, так и по объему оперативной памяти, и одновременно с этим широкое внедрение многопроцессорных систем позволяют реализовывать более сложные нелинейные математические модели

строительных конструкций из различных материалов. Решение подобных задач в нелинейной постановке позволит в конечном итоге реализовать идею сокращения экспериментальных исследований математическим моделированием на ЭВМ. Наряду с этим в настоящее время изменились приоритеты исследования – главной задачей исследователя становится не получение любой ценой решения в виде аналитического выражения, а преобразование исходных уравнений (в том числе аналитическими методами) к виду, удобному для ЭВМ, и последующий машинный анализ, позволяющий получить максимум полезных свойств из моделируемой системы.

Вычислительный эксперимент во многом аналогичен натурному. Он также состоит из последовательного проведения этапов, таких как планирование экспериментов, создание экспериментальной установки, проведение испытаний, обработка экспериментальных данных, их интерпретация и т. д. Однако вычислительный эксперимент проводится не над реальным объектом, а над его математической моделью, и роль экспериментальной установки играет оснащенная специально разработанной программой ЭВМ.

Сравнивая численный и физический эксперименты, приходим к выводу, что физический значительно дороже. Численный эксперимент обладает типичной для теории степенью гибкости, которая состоит в способности оценить влияние различных факторов, не прибегая к существенным изменениям в вычислительной модели. В тех случаях, когда физическое явление недостаточно изучено или реальный эксперимент трудно осуществим, математическое моделирование остается практически единственным средством. И, наконец, численный эксперимент является более прозрачным. Экспериментальные установки, даже построенные по единой принципиальной схеме, непременно имеют конструктивные, технологические и эксплуатационные особенности, которые в значительной степени определяют результаты опытов. Математические модели, алгоритмы и программы легко копируются, распространяются и воспроизводятся. Однако при проведении исследований важно помнить, что численный эксперимент имеет свои ограничения, которые могут привести к неэффективным затратам времени и ресурсов, или даже к получению ошибочных результатов. Применимость результатов вычислительного эксперимента ограничена рамками принятой математической модели. В действительности численный эксперимент не может полностью заменить натурный, и поэтому необходимо их разумное сочетание. Результаты натурального опыта являются фундаментом для построения теории, на основе которой создается математическая модель. Поэтому к результатам численного эксперимента необходимо подходить с известной осторожностью, особенно если в его основе лежит новая теория либо используемые параметры модели находятся на границе области ее применимости.

Основная часть. В настоящее время перспективы развития деревообрабатывающей промышленности связывают с разработкой и широким применением древесных композиционных материалов. Они имеют комплекс свойств и особенностей, отличающихся от традиционного конструкционного материала деревообработки (массивной натуральной древесины) и в совокупности открывают широкие возможности для разработки новых материалов и технологических процессов. В данной работе предлагается к рассмотрению новый композитный элемент на основе цементно-стружечной плиты и углепластика.

Цементно-стружечные плиты (ЦСП) – это новое поколение строительных материалов в виде монолитной композитной плиты толщиной от 10 до 36 мм с гладкой твердой поверхностью. ЦСП изготавливаются путем прессования отформованной смеси, состоящей из стружки древесины хвойных пород, портландцемента, минеральных веществ и воды. ЦСП обладают рядом неоспоримых преимуществ при использовании в сборных конструкциях [1], к которым предъявляются жесткие требования высокой прочности, влагоустойчивости, звуконепроницаемости, пожаробезопасности, экологичности и гигиенической безвредности, стойкости к воздействию атмосферной среды. В строительной отрасли цементно-стружечные плиты нашли применение в качестве панелей перегородок, элементов покрытий и подвесных потолков, вентиляционных коробов, полов, ограждений лоджий, а также подоконных досок, обшивок, облицовочных деталей и других строительных изделий. ЦСП могут быть использованы в жилых, общественных и зданиях промышленного и сельскохозяйственного назначения, а также временных постройках.

Волокнисто-армированные полимеры (Fiber reinforced polymer - FRP) представляют собой композит, состоящий из высокопрочных волокон и матрицы, он предназначен для связывания этих волокон при изготовлении структурных форм. Общие типы волокон включают арамид, углерод, стекло и высокопрочную сталь, а их матрицы – эпоксидные и сложные эфиры или неорганические матрицы для использования в огнестойких композитах. Системы FRP обладают значительными преимуществами по сравнению с классическими конструкционными материалами, такими как сталь, обладая малым весом, коррозионной стойкостью и т. д. К основным конструкционным преимуществам углеродных волокон относятся их исключительно высокие отношения сопротивления на растяжение к весу, а также высокие отношения модуля упругости к весу.

Как правило, в строительстве используются не отдельные нити углеволокна, а ткани на их основе. Ткань определяется как изготовленная сборка длинных волокон из углерода, арамида, стекла или других видов пластика, их комбинаций для получения плоского листа из одного или нескольких слоев волокон. Эти слои удерживаются вместе либо путем механической взаимоблокировки самих волокон, либо с помощью вторичного материала, чтобы связать эти волокна вместе и удерживать их в определенном фиксированном положении, предоставляя сборке достаточную целостность для обработки. Во многих случаях тканевые композиты FRP укладываются на конструкцию вручную с использованием техники ручной пропитки, также называемой ручной укладкой. Этот метод стал обычным явлением во всей индустрии композитов по ряду причин. Во-первых, принципы этой методики просты в обучении и широко используются в течение многих лет. Во-вторых, этот метод очень экономичен, поскольку дорогостоящее оборудование не требуется. Наконец, широкий ассортимент волокон и смол совместим с этим методом и может быть приобретен у большого количества поставщиков.

Одним из перспективных вариантов применения цементно-стружечных плит является использование их в качестве элементов монолитных перекрытий, а именно несъемной (оставляемой) опалубки. Набирающая известность в Европе «VST-systema» австрийской фирмы VST BUILDING TECHNOLOGIES AG [2], в

основе технологии которой лежит применение в качестве элементов опалубки листов цементно-стружечных плит. Для Республики Беларусь ЦСП-технология является относительно новой, несмотря на то, что она дает возможность снизить себестоимость строительства, сократить его сроки и повысить качество зданий.

Запатентованная VST-система – это система несъемной опалубки, состоящая из цементно-стружечных плит толщиной 24 мм, соединенных в заводских или построечных условиях в готовые армированные элементы. Для соединения элементов опалубки применяются запатентованные арматурные блоки, состоящие из стальных П-образных профилей, расположенных с определенным шагом и приваренных к ним арматурным стержням диаметром не менее 10 мм. Впоследствии арматурные блоки закрепляются на листы несъемной опалубки из ЦСП стальными шурупами. В дальнейшем из отдельных элементов возводятся перекрытия (стены) с соединением отдельных листов в узлы обычно на строительной площадке, армируются и затем заливаются бетонной смесью [3]. Несмотря на имеющиеся преимущества системы, она имеет ряд технологических недостатков (трудоемкость процессов возведения) и конструктивных – обеспечение целостности работы конструкции перекрытий зданий (требования по пригодности к нормальной эксплуатации – SLS).

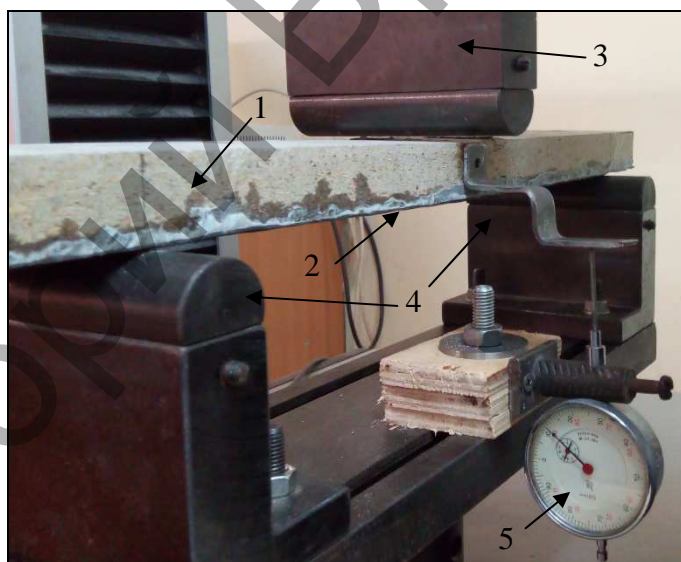
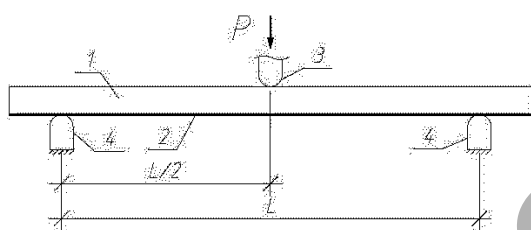


Рисунок 1 – Применение VST-системы перекрытий зданий

Согласно разработанной VST BUILDING TECHNOLOGIES AG технологии соединение отдельных листов ЦСП-опалубки как по длине, так и по ширине перекрытий выполняется с применением дополнительных металлических элементов (уголков) на механических связях [4], не предусматривающих передачу усилий между листами опалубки. В связи с вышеотмеченным при проектировании перекрытий совместную работу ЦСП и монолитного бетона рекомендуется не учитывать [4]. Однако, как показывают собственные экспериментальные исследования [3, 5, 6], один из важных установленных эффектов – совместная работа двух материалов, поэтому целостность в работе непосредственно несъемной опалубки является одним из важных условий при проектировании данных перекрытий. Для качественной передачи усилий при работе листов несъемной опалубки из ЦСП предлагается решение с использованием в зоне их стыка ламелей из углеволокна.

Теоретическая оценка работы под нагрузкой железобетонной монолитной плиты с несъемной опалубкой из предлагаемой композитной конструкции предполагает наличие прочностных и деформационных характеристик данного материала, что требует проведения комплекса экспериментальных исследований. Численное моделирование нового материала конструкции в виде конечно-элементного объекта позволит существенно сократить продолжительность исследований, однако потребует верификации принятой модели на основе экспериментальных данных, но уже с меньшими затратами материальных ресурсов.

Для оценки прочностных и деформационных характеристик комплексного строительного материала, состоящего из листа ЦСП и наклеенной на него ламели из углеволокна, выполнялись численные и экспериментальные исследования изгибаемых балочных элементов с размерами поперечного сечения ($b \times h$) 75 x 25 мм, длиной 450 мм (толщина слоя углеволокна на сложном клее с использованием в том числе эпоксидных смол – 2 мм). Схема, принятая для численно-экспериментального исследования, изображена на рисунке 2.



1 – ЦСП, 2 – углеволокно, 3 – нагружающий элемент[7],
4 – опорные элементы[7], 5 – индикатор часового типа

Рисунок 2 – Схема численно-экспериментального исследования

В качестве численного метода решения поставленной задачи использовалось конечно-элементное моделирование с применением вычислительных пакетов «NX Nastran» [9] и ПК «ЛИРА-САПР2017» [10]. При моделировании объемной модели и исследовании её напряженно-деформированного состояния применялось допущение в виде жесткого сопряжения углеволокна с ЦСП.

Для построения конечно-элементной трехмерной модели в **NX Nastran** было применено твердотельное моделирование с использованием КЭ «Solid» (рисунок 3). Разбивка производилась с использованием твердотельных пространственных шестигранных элементов «Solid» типа «Brick» («Брусоч»). Толщина принятых КЭ – 2 мм, что позволило разбить толщину композита на 13 равных частей (при толщине ЦСП 24 мм и углеволокна 2 мм). В горизонтальной плоскости размеры по двум осям приняты по 5 мм. Прочностные и деформационные

характеристики отдельно каждого из материалов (ЦСП и углеволокна) задавались на основании данных, полученных по результатам их испытаний в соответствии с требованиями [7].

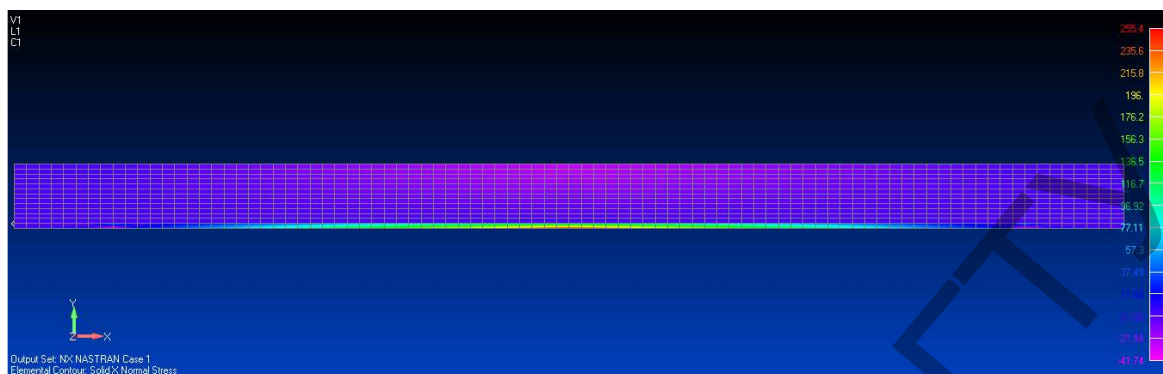


Рисунок 3 – Изменение изополей напряжений по высоте сечения композитного элемента в NX Nastran

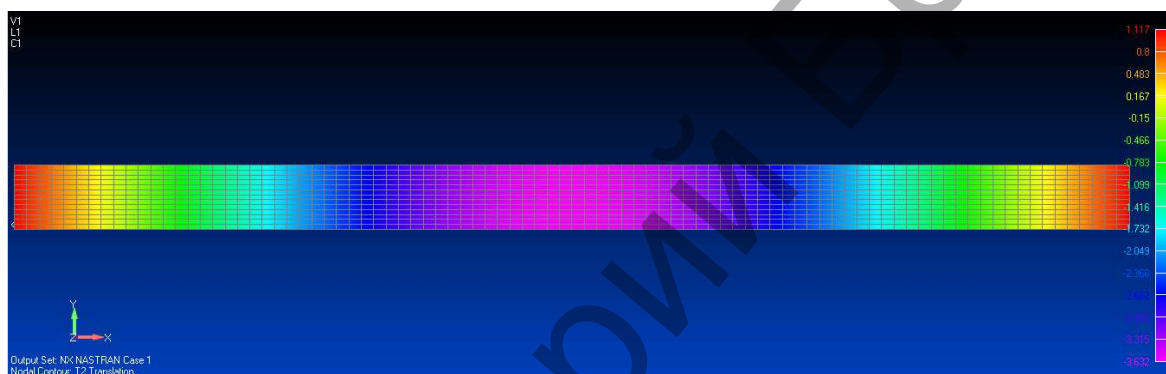


Рисунок 4 – Изменение изополей перемещений в направлении вертикальной оси Y в NX Nastran

Объемное моделирование трехмерной модели в ПК ЛИРА-САПР было построено с применением конечного элемента «Тип 36 – универсальный пространственный восьмиузловой изопараметрический КЭ». Разбиение сетки конечных элементов выполнено аналогично Nastran, т. е. в вертикальной плоскости 2 мм, и в горизонтальной по 5 мм.

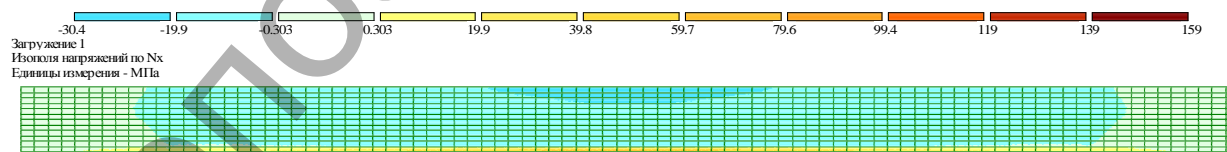


Рисунок 5 – Изменение изополей напряжений по высоте сечения композитного элемента в ПК ЛИРА-САПР

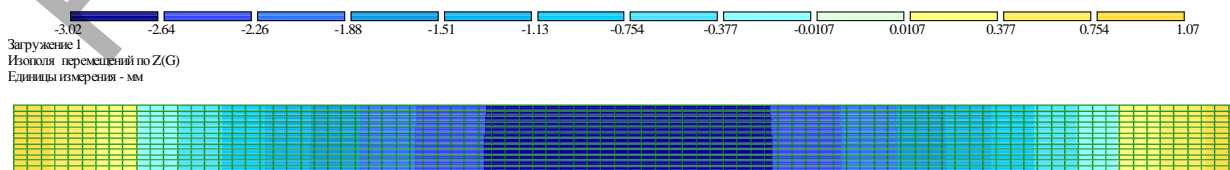


Рисунок 6 – Изменение изополей перемещений в направлении вертикальной оси Z в ПК ЛИРА-САПР

Верификация результатов численного и натурного экспериментов проводилась по значениям прочностных характеристик в характерных сечениях элемента и по величине вертикальных перемещений (прогиба) в тех же сечениях. В таблице 1 приведены данные сравнения численных и экспериментальных результатов при одинаковой величине прикладываемой нагрузки.

Таблица 1 – Сравнение результатов экспериментальных и численных исследований при нагрузке соответствующей трещинообразованию в ЦСП

Показатель	Эксперимент	NX Nastran	ПК ЛИРА-САПР
Напряжения в FRP σ_x , МПа	170	168	159
Прогиб, мм	5.35	3.62	3.02

Анализ полученных результатов, оформленных в виде обобщенных теоретико-экспериментальных характеристик, показал, что расхождение значений теоретических и экспериментальных данных по напряжениям находится в пределах 5-7%, по деформациям прогиба – до 35%. Таким образом, разработанная математическая модель практически в полной мере адекватна реальной работе комплексного материала. Из полученных данных можно установить, что разработанная математическая модель соответствует необходимому уровню точности для определения прочностных и деформационных характеристик с целью предконструкторского проектирования конструкции.

ВЫВОДЫ:

1. Цементно-стружечная плита обладает рядом неоспоримых преимуществ при использовании в строительных конструкциях. С целью расширения области применения плит было предложено новое конструктивное решение для эффективного использования ЦСП в качестве несъемной опалубки в железобетонных конструкциях, а именно с внедрением в ЦСП усиления на основе углеволокна.

2. Разработанная математическая модель по результатам верификации с проведенным физическим экспериментом является адекватной, что говорит о возможности дальнейшего применения результатов этой модели при проведении исследований.

3. Анализ полученных изополей распределения напряжений и перемещений, построенных по результатам численных расчетов и экспериментальных исследований, наглядно демонстрируют достоверность созданной компьютерной модели, что позволяет ее использовать для дальнейших исследований.

Список цитированных источников

1. Цементно-стружечные плиты (ЦСП) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://stroytrest8.by/articles/403-dsp.html>. – Дата доступа: 21.04.2018.
2. Национальный Интернет-портал Республики Беларусь [Электронный ресурс]. – Брест, 2012. – Режим доступа: www.vst-austria.at. – Дата доступа: 21.08.2012.
3. Шалобыта, Н.Н. Экспериментальное исследование деформированного состояния плоского многопустотного железобетонно перекрытия с применением элементов системы VST. / Н.Н. Шалобыта, Е.А. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.
4. VST SYSTEM MANUAL. VST Verbundschalungstechnik GmbH Wildgansgasse 1b/2 A 2332 Hengersdorf – Vienna, 223 p.

5. Шалобыта, Н.Н. Исследование прочностных и деформативных параметров контактных соединений монолитных конструкций с несъемной опалубкой из ЦСП / Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, Е.А. Деркач, Ю.Н. Науменко // Вестник БрГТУ. – 2016. – №1(97): Строительство и архитектура. – С. 81-86.

6. Экспериментальное определение параметров контакта в монолитных конструкциях с включением в работу несъемной опалубки из цементно-стружечной плиты / Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, Е.А. Деркач, Ю.Н. Науменко // Веснік Гродзенскага дзяржаўнага ўніверсітэта імя Янкі Купалы. – 2016. – Т.6. №1: Тэхніка. – С. 58-66.

7. Плиты цементно-стружечные. Технические условия: ГОСТ 26816-2016. – М.: Стандартинформ, 2016. – 15с.

8. MAPEWRAP C UNI-AX [электронный ресурс]. – Режим доступа: [http://www.mapei.com/RU-RU/Продукты-для-структурного-усиления/ Усиление сборных промышленных зданий/MAPEWRAP-C-UNI-AX](http://www.mapei.com/RU-RU/Продукты-для-структурного-усиления/Усиление-сборных-промышленных-зданий/MAPEWRAP-C-UNI-AX). – Дата доступа: 10.03.2019.

9. NX Nastran [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.plm.automation.siemens.com/global/ru/products/simcenter/simcenter-nastran.html>. – Дата доступа: 10.03.2019.

10. Проектирование и расчет строительных конструкций: ПК ЛИРА-САПР [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.liraland.ru/lira>. – Дата доступа: 10.03.2019.

Содержание

Сливка Д. Н., Гончаров М. И. ОДО НПП БРЕСТ – КАД ПРОГРАММНЫЙ КОМПЛЕКС «КОНСТРУКТОР ЗДАНИЙ»	3
Шалобыта Н. Н., Шалобыта Т. П., Шурин А. Б., Завадский В. В. СТАДИИ РАЗВИТИЯ И ОЦЕНКА КАЧЕСТВА BIM-ТЕХНОЛОГИЙ	9
Босаков С. В., Козунова О. В. РАСЧЕТ СИСТЕМЫ ПЕРЕКРЕСТНЫХ БАЛОК НА ВИНКЛЕРОВСКОМ ОСНОВАНИИ МЕТОДОМ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПРИКЛАДНОГО ПАКЕТА «MATHEMATICA»	16
Глушко К. К., Драган А. В. УСТОЙЧИВОСТЬ ФОРМЫ СЕТЧАТЫХ КУПОЛОВ С ЖЁСТКИМИ УЗЛАМИ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАСПРЕДЕЛЁННОЙ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ	22
Згировский А. И., Ванюк С. А. СРАВНЕНИЕ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ АРКИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ AUTODESK INVENTOR	31
Клебанюк Д. Н., Пойта П. С., Шведовский П. В. ОСОБЕННОСТИ РАЗРАБОТКИ ЧИСЛЕННОЙ МОДЕЛИ ПРОЦЕССА ДИНАМИЧЕСКОГО УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА SIMULIA ABAQUS	37
Лапина А. И. АВТОМАТИЗАЦИЯ ОПТИМАЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПЕРЕКРЫТИЙ МОНОЛИТНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ	47
Матвеев Е. В. МОДЕЛИРОВАНИЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ СНЕГОВОЙ НАГРУЗКИ МЕТОДАМИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОЙ ГИДРОДИНАМИКИ	54
Матвеев Н. В., Малиновский В. Н. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОНЬКОВОЙ ЗОНЫ БАЛОК КРИВОЛИНЕЙНОГО ОЧЕРТАНИЯ	60
Молош В. В., Томашев И. Г. АНАЛИЗ КЛАССИЧЕСКИХ МЕХАНИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИЯ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ	66
Надольский В. В. АНАЛИЗ ФЛАНЦЕВОГО СОЕДИНЕНИЯ ПОСРЕДСТВОМ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫХ МОДЕЛЕЙ	74

Семенюк С. Д., Кумашов Р. В. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ С УЧЕТОМ ИХ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ	78
Скачѐк П. Д. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПАКЕТА «МАТНЕМАТИСА» В РЕШЕНИИ КОНТАКТНОЙ ЗАДАЧИ ШАРНИРНОГО УЗЛА ОПИРАНИЯ БАЛОЧНОЙ ПЛИТЫ	87
Титкова Т. С. РАЗРАБОТКА ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНЫХ АРХИТЕКТУРНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ РЕШЕНИЙ ПОДЗЕМНЫХ ПАРКИНГОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КОМПЛЕКСНОЙ СРЕДЫ AUTODESK REVIT	93
Уласевич В. П., Каковко В. И РАСЧЕТ НА УСТОЙЧИВОСТЬ В СРЕДЕ PTS MathCAD СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ ПОВЫШЕННОЙ ДЕФОРМАТИВНОСТИ МАТРИЧНЫМ МЕТОДОМ ДЕФОРМАЦИЙ.....	97
Холодарь Б. Г. ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕРЖНЯ КАК ЗАДАЧА ДИНАМИКИ ПРОДОЛЬНО-ПОПЕРЕЧНОГО ИЗГИБА.....	108
Храмов В. С. СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ АРОЧНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	111
Шалобыта Н. Н., Шалобыта Т. П., Лазарук А. А ЧИСЛЕННО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ НОВОГО КОМПОЗИТНОГО ЭЛЕМЕНТА НА ОСНОВЕ ЦЕМЕНТНО-СТРУЖЕЧНОЙ ПЛИТЫ И УГЛЕВОЛОКНА	117

Научное издание

**ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА ИССЛЕДОВАНИЙ
И ПРОЕКТИРОВАНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
С ПРИМЕНЕНИЕМ СИСТЕМ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО
ПРОЕКТИРОВАНИЯ (САПР)**

**RESEARCH AND ENGINEERING
IN CONSTRUCTION USING COMPUTER AIDED DESIGN:
THEORY AND PRACTICE**

*Сборник статей III Международной
научно-технической конференции*

28-29 марта 2019 года

Ответственный за выпуск: Шурин А.Б.
Редактор: Боровикова Е.А.
Компьютерная вёрстка: Соколюк А.П.
Корректор: Никитчик Е.В.

Издательство БрГТУ.
Свидетельство о государственной регистрации
издателя, изготовителя, распространителя печатных
изданий № 1/235 от 24.03.2014 г., № 3/1569
от 16.10.2017 г. Подписано в печать 25.03.2019 г.
Гарнитура «Times New Roman». Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага «Performer». Уч. изд. л. 8,0. Усл. печ. л. 7,44.
Заказ № 380. Тираж 50 экз. Отпечатано на ризографе
Учреждения образования "Брестский
государственный технический университет".
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

ISBN 978-985-493-455-6



9 789854 934556

Репозиторий БРГТУ