

DOI: 10.34031/2071-7318-2025-10-4-42-55

**Тимофеев П.С.**

Сибирский государственный университет путей сообщения

\*E-mail: pao.kep@yandex.ru

## ИССЛЕДОВАНИЕ ВОЗМОЖНОСТЕЙ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА СТАЛЕБЕТОННЫХ УЗЛОВ, НА ОСНОВЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЗАРУБЕЖНЫХ УЧЕНЫХ

**Аннотация.** В статье рассматривается численное исследование балочного срезного узла (БСУ) в сталебетонных конструкциях с использованием программного комплекса ANSYS. Актуальность применения сталебетонных конструкций в строительстве многоэтажных зданий и инфраструктурных объектов обусловлена их высокой прочностью, экономичностью и долговечностью. Однако использование монолитных перекрытий со сталебетонными колоннами ограничено сложностью строительства и архитектурными ограничениями. Целью исследования является проверка достоверности результатов, полученных в предыдущих экспериментах, и оценка точности применения метода конечных элементов для расчета срезных узлов. В качестве основы для численного моделирования использован опыт Д.В. Бомпа и А.И. Эльгазули, проведенный для анализа соединения стальной колонны и железобетонной плиты. Результаты численного моделирования показали высокую степень сходимости с экспериментальными данными (до 98 %) и подтверждают возможность использования метода конечных элементов для точного прогнозирования поведения БСУ при различных нагрузках. Также были выявлены ограничения модели, которые требуют дальнейшего уточнения и детализированного учета свойств материалов для повышения точности расчетов. Полученные результаты могут быть использованы для оптимизации проектирования сталебетонных конструкций и повышения их надежности в строительной практике.

**Ключевые слова:** сталебетонные конструкции, балочный срезной узел, численное моделирование; метод конечных элементов (МКЭ), ANSYS, нелинейный анализ, прочность конструкций, сравнение с экспериментом, геометрическая нелинейность, срезные нагрузки.

**Введение.** Актуальность использования сталебетонных конструкций в строительстве сегодня наблюдается во многих областях. Они активно применяются в строительстве многоэтажных зданий, мостов, промышленных сооружений, торговых центров и других инфраструктурных объектов. Это связано с рядом преимуществ, которые предлагают сталебетонные конструкции. Такие конструкции обладают высокой прочностью и жесткостью, что позволяет им переносить значительные нагрузки и обеспечивать долговечность. Кроме того, они обладают лучшими отношениями между прочностью и массой, что позволяет создавать более легкие и экономичные конструкции [1, 2]. Сталебетонные конструкции также характеризуются доступностью и широким спектром применения. Однако, в строительной практике монолитные перекрытия со сталебетонными колоннами используются менее активно. Это связано с некоторыми факторами, такими как сложность строительства и ограничения в архитектурном дизайне. Строительство монолитных перекрытий требует более сложного и трудоемкого процесса, а также координации работ между колоннами и перекрытиями [2–4]. Кроме того, архитектурные ограничения могут ограничивать свободу дизайнера и размещения колонн внутри помещений. Дополнительно, использование сталебетонных конструкций может

быть более затратным по сравнению с альтернативными методами строительства. В свете этих факторов, численные исследования балочного срезного узла в сталебетонных конструкциях с использованием программного комплекса ANSYS приобретают особую актуальность [5–7].

В зарубежной практике для соединения сталебетонных колонн и монолитного железобетонного перекрытия применяется так называемый балочный срезной узел. БСУ представляет собой конструктивный элемент, который обеспечивает передачу поперечных сил и моментов между стальными и бетонными элементами конструкции [3–6]. Она располагается в верхней части колонны и служит для эффективного переноса срезных нагрузок от перекрытия на колонну. БСУ обычно состоит из стальных арматурных элементов, железобетонных или композитных плит и соединительных элементов. Он должен быть спроектирован с учетом требований к прочности, устойчивости и долговечности конструкции.

БСУ является критической зоной, где происходит перенос нагрузок между вертикальными несущими элементами и перекрытиями [5, 6]. Численные исследования с помощью Ansys позволяют более точно анализировать поведение и прочность таких узлов, оптимизировать их конструкцию и повысить безопасность. Предсказывая поведение данных узлов при различных

нагрузках и условиях, можно выявлять потенциальные проблемные зоны и принимать обоснованные решения для разработки оптимальных конструктивных решений. Это способствует повышению безопасности и надежности сталебетонных конструкций и способствует их более широкому использованию в строительной практике [7, 8].

В данном исследовании приведены результаты численного исследования узла «срезной головки» с использованием программного комплекса ANSYS, на основе опыта, проведенного Д.В. Бомпа и А.Й. Эльгазули [9].

#### Цели исследования определены, как:

1. Проверка достоверности результатов, полученных Д.В. Бомпа и А.Й. Эльгазули, путем повторения эксперимента и проведения расчетов в Ansys.

2. Оценка точности и применимости метода конечных элементов для расчета сложно-деформированного состояния узла соединения сталебетонной колонны и монолитного железобетонного перекрытия.

3. Оптимизация конструкции или расчетных параметров для достижения более точных совпадающих результатов.

4. Предложение рекомендаций для дальнейших исследований: на основе вашего сравнительного анализа и результатов, вы можете сделать рекомендации для дальнейших исследований в этой области. Это может включать предложения по улучшению модели, расширению области исследования или углублению в специфические аспекты поведения конструкции.

Использование метода конечных элементов в расчете модели балочного срезного узла в сталебетонных конструкциях с применением программного комплекса ANSYS имеет несколько ключевых преимуществ.

Первое преимущество заключается в способности метода точно учитывать сложную геометрию и конструктивные особенности БСУ. В отличие от простых аналитических моделей, метод конечных элементов позволяет моделировать все детали, такие как закругления, фаски и другие геометрические особенности, что обеспечивает более точные и достоверные результаты [10, 11].

Второе преимущество связано с необходимостью детального анализа и оптимизации сталебетонных конструкций, которые широко используются в современном строительстве благодаря своей высокой прочности и устойчивости. Метод конечных элементов позволяет глубже понять поведение конструктивных элементов, таких как БСУ, под нагрузкой, определить критические точки и предотвратить потенциальные повреждения [11–14].

Третье преимущество заключается в способности метода конечных элементов учитывать нелинейные свойства материалов, таких как пластичность, деформация и разрушение стали и бетона. Эти свойства могут существенно влиять на общую производительность конструкции. Учет нелинейностей позволяет получить более точное и реалистичное представление о поведении БСУ в условиях реальной эксплуатации [6, 9].

Таким образом, использование метода конечных элементов для расчета БСУ в ANSYS оправдано необходимостью учета сложной геометрии и конструктивных особенностей, нелинейных свойств материалов, а также обеспечения точного анализа и прогнозирования поведения конструкции. Это способствует повышению безопасности и надежности сталебетонных конструкций [14].

**Описание опыта, приводимого в качестве основы для конечно-элементной модели.** В исследовании использовались шесть гибридных элементов, представляющих соединение стальной колонны с железобетонной плитой. Образцы были спроектированы таким образом, чтобы в большинстве случаев разрушение происходило из-за продавливающего сдвига. Размеры образцов были определены с учетом практических соображений и ограничений эксперимента [9].

Номинальная толщина плоской плиты составляла 225 мм, а размеры в плоскости были 2,2 м × 2,2 м. Испытанные элементы воспроизводили область соединения между стальной колонной и сильно нагруженной сплошной плоской плитой с пролетом около 4,5 м. Изолированные элементы были изготовлены из стальной трубы закрытого сечения, к которой были приварены четыре БСУ, полностью встроенные в плоскую железобетонную плиту (табл. 1).

Таблица 1

Детали образца и свойства материала

Образец	Тип элемента продавливания	Толщина плиты, мм	Длина анкеровки, мм	Процент армирования (1 %)
HS13-00	НЕВ100	225	370	1,37
HS13-C0	НЕВ100	225	370	1,33
HS13-0T	НЕВ100	225	370	1,35
HS13-CT	НЕВ100	255	370	1,36

С – пластина вокруг колонны, Т – наличие поперечной арматуры

В исследовании рассматривались различные параметры, включая коэффициент армирования на изгиб, наличие поперечной арматуры и наличие пластины сплошности вокруг колонны. Толщина плиты, конфигурация в плоскости и встроенная длина элементов БСУ оставались постоянными.

Применялись различные типы арматурной сетки и поперечной арматуры. Для оценки прочности материалов использовались испытания стальных образцов. Основная цель исследования заключалась в изучении производительности гибридных элементов в соединении стальной колонны с железобетонной плитой.

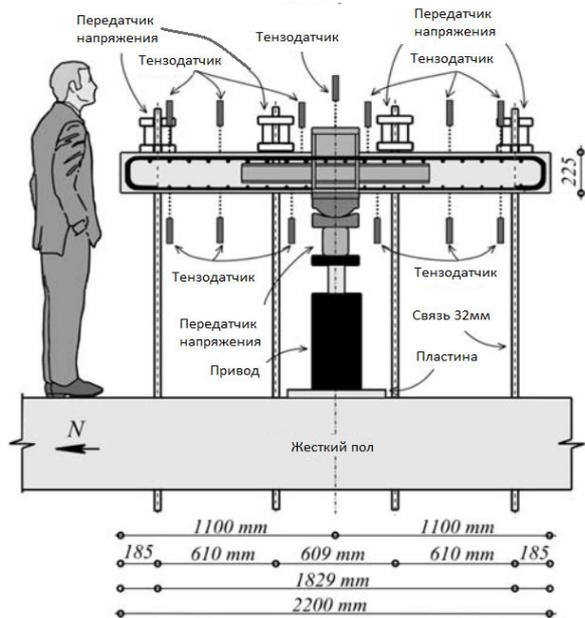


Рис. 1. Схематическое изображение испытательной установки [9]

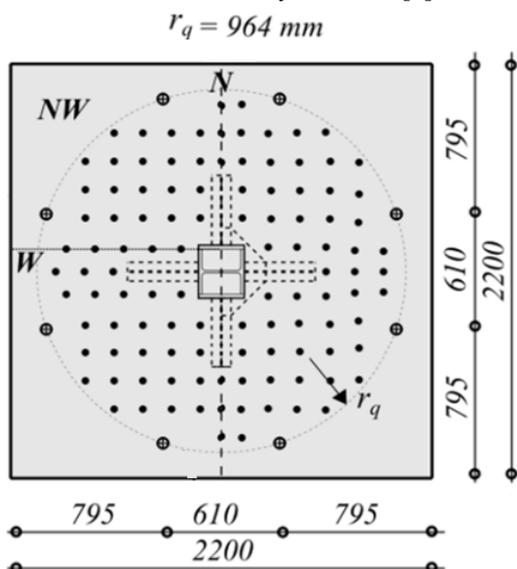


Рис. 2. Схематическое изображение испытательной установки [9]

На рис. 1 и рис. 2 представлен общий вид расположения испытательного оборудования.

Испытательная установка была разработана для реалистичной экспериментальной оценки гибридных соединений стальной колонны и железобетонной плиты. Нагрузка вводилась непосредственно на колонну через исполнительный механизм с максимальной нагрузкой 3500 кН. Восемь опорных пластин толщиной 40 мм и диаметром 180 мм были закреплены к жесткому диску, представленным полом через реакционные болты диаметром 32 мм, с продольной осью на расстоянии 964 мм от центра колонны. Реакционные силы на опорах были зарегистрированы с помощью тензодатчиков. Все испытания проводились в режиме постепенного нагружения. Нагрузка прибавлялась порциями по 20 кН и поддерживалась постоянной в течение 30 секунд после завершения каждого этапа нагрузки. Визуальное отслеживание начала и распространения трещин осуществлялось с помощью системы цифровой корреляции изображений для записи начала возникновения стохастических трещин в нормальном и наклонном сечениях на верхней поверхности плиты.

### 2.1. Разработка модели эксперимента в ANSYS:

При повторении опыта решались четыре задачи, с построением четырех различных схем, согласно опыту Д.В. Бомпа и А.И. Эльгазули [8]. Модель рассчитывалась по методу Ньюджента-Хопкинса [15].

Каждая их схема повторяла размеры образцов, испытанных в опыте. Моделирование проводилось с использованием сторонних средств твердотельного моделирования, с последующим экспортом в программный комплекс Ansys и доработкой в Space Clame. В каждой модели перекрытие поэлементно делилось на 9 зон, согласно типу испытываемых деформаций: центральная зона ограничивалась длиной вылета балочных элементов, представленных двутавровыми балками см. рис. 3.

Расчет проводился с использованием модуля статического расчета в нелинейной постановке с учетом физической и геометрической нелинейности. Геометрическая нелинейность обеспечивалась внутренними функциями ANSYS, путем пошагового приложения нагрузки. Физическая нелинейность достигалась за счет использования модели деформирования бетона Друкера-Праггера [10, 16]. Для нелинейного расчета были заданы следующие характеристики: минимальное количество шагов - 25, максимальное количество шагов - 350. Это количество шагов обеспечивало оптимальную сходимость при расчете конструкций в период предразрушения. Арматурные стержни были заданы как линейные элементы, работающие в одном направлении.

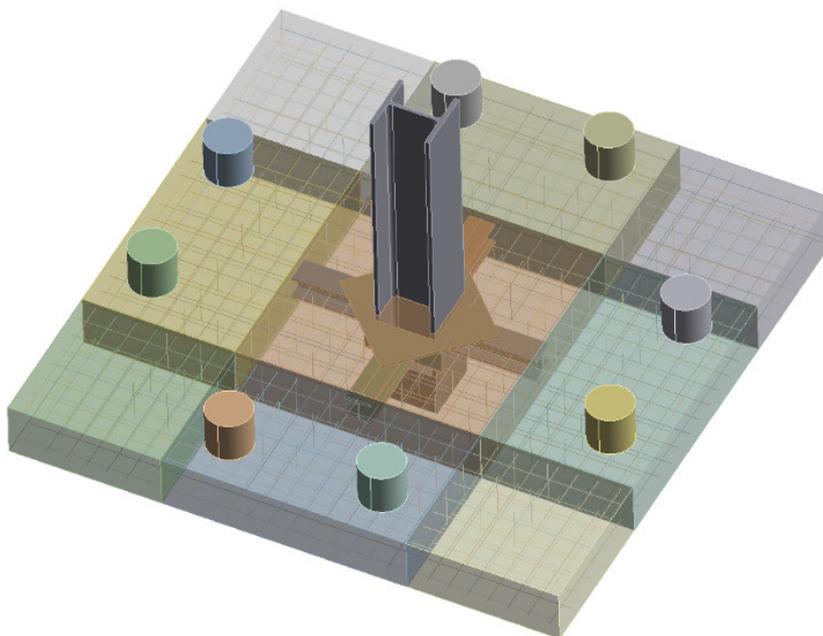


Рис. 3. Общая расчетная схема узла в ANSYS

В соответствии с поставленной задачей, пластины, связывающие балочные элементы узла, либо отсутствовали, либо геометрически соответствовали размерам пластин, использованных в эксперименте. Моделирование пластин осуществлялось в виде квадратов со стороной 400 мм [9].

Сетка конечных элементов была сформирована комплексно с учётом всех возможных соединений в исследуемом узле. Для элементов крепления двутавровых балок первоначально выполнялась разбивка по рёбрам с размером ячейки сетки 20 мм, после чего посредством инструмента «метод развёртки» создавалась сетка конечных элементов для пластин. Для анкерных элементов сетка также назначалась с размером ячейки 20 мм с учётом разбивки поверхности крепёжных пластин. Соединения между твердотельными элементами в бетонной плите удалялись вручную, поскольку при построении сетки конечных элементов для плиты применялись методы генерации сетки для всех девяти блоков, на которые она была разделена.

Граничные условия задавались типом «Remote Displacement» для цилиндрических элементов, моделирующих пластины закрепления.

Соединение конечных элементов цилиндрических связей и железобетонной плиты перекрытия определялось как «грубое» с симметричным поведением связи, описанным расширенной теорией Лагранжа в формулировке закона соединения [17]. Для данного типа связи были разрешены малые скольжения, что соответствовало поведению пластин в физическом эксперименте.

В качестве элемента приложения нагрузки в модели использовался куб размерами  $240 \times 240 \times 300$  мм, на нижнюю грань которого прикладывалась максимально возможная нагрузка (табл.2). На первом этапе моделирования применялась нагрузка, приводящая к разрушению экспериментальной модели; в последующих итерациях нагрузка корректировалась в зависимости от сходимости модели. Максимальные значения нагрузок для каждой модели представлены в таблице 2. Подбор максимальных нагрузок осуществлялся с использованием многоитерационного метода расчёта, и окончательная нагрузка принималась на стадии, когда пластические деформации в бетоне существенно возросли по нелинейному закону [10, 16].

Таблица 2

#### Нагрузки, приведшие к разрушению модели

Образец	Нагрузка по результатам эксперимента (кН)	Нагрузка полученная в Ansys (кН)	Процент сходимости (1 %)
HS13-00	991	1060	93,5
HS13-C0	1005	1100	91,4
HS13-0T	1655	1490	90
HS13-CT	1830	1800	98,4

**2.2. Математические модели и уравнения.** Учет физической нелинейности в модели достигался за счет применения нелинейных моделей

деформирования бетона и стали. Для стали использовалась стандартная диаграмма деформирования на основе билинейной модели (табл. 3).

Таблица 3

**Характеристики стали для билинейной модели деформирования**

Модуль Юнга (МПа)	Коэффициент Пуассона	Модуль жесткости (МПа)	Модуль сдвига (МПа)
$2 \cdot 10^5$	0,3	$1,67 \cdot 10^5$	76923

Для бетона применялась модель деформирования Друкера-Прагера, которая представляет собой модель пластичности, основанную на дифференциальном потенциале, которая описывает поведение материала при трехосном напряженном состоянии [10, 16]. Она рассматривает пластическую деформацию и разрушение материала, исходя из функции потенциала, зависящей только от инвариантов тензора напряжений.

**Возможность использования модели Друкера-Прагера.**

1. **Пластичность материала.** Модель подходит для материалов с пластическими свойствами, таких как бетон в стальных конструкциях, который может деформироваться и разрушаться при достижении предельных напряжений. Модель Друкера-Прагера учитывает это поведение в условиях трехосного напряженного состояния [10, 17].

2. **Неупругое поведение.** Модель учитывает пластическую деформацию и разрушение

материала, что важно для анализа узлов стальных конструкций, особенно в местах соединений, таких как балочный срезной узел [18-20].

3. **Трехосное напряженное состояние.** Модель разработана для учета напряжений в трех направлениях, что позволяет адекватно моделировать сложные напряженные состояния в стальных конструкциях [11].

4. **Угол внутреннего трения.** Ключевой параметр модели, определяющий поведение материала при различных напряжениях. Его значение определяется экспериментально или согласно стандартам [15, 21, 22].

Модель Друкера-Прагера в ANSYS позволяет точно моделировать сложные напряжения и деформации в балочном срезном узле, учитывая пластичность бетона и его разрушение. Для расчета используется элемент SOLID65, поддерживающий нелинейное поведение и анизотропию материала [18-20]. Характеристики бетона задавались согласно нормативам для экспериментальных образцов (табл. 4).

Таблица 4

**Характеристики бетона для модели деформирования Drucker-Prager**

Модуль Юнга (МПа)	Коэффициент Пуассона	Модуль жесткости (МПа)	Модуль сдвига (МПа)	Предел прочности в одноосном сжатии (МПа)	Предел прочности в одноосном растяжении (МПа)	Предел прочности в двухосном сжатии (МПа)
$36 \cdot 10^3$	0,2	$20 \cdot 10^3$	$15 \cdot 10^3$	42	2,5	42

В качестве допущений, которые могли незначительно повлиять на результат, в модели приняты: диаграмма деформирования стали. Так как основные пластические деформации во всех четырех задачах возникали в бетоне, то для уменьшения сложности много-итерационного расчета, не был использован мультилинейный график деформирования стали. Элементы, имитирующие пластины в эксперименте заданы цилиндрами с высотой 200мм для предотвращения их деформаций и упрощения сходимости модели [22].

**3. Проверка модели и сравнение с опытом:**

Результаты расчета модели в программном комплексе ANSYS сравнивались каждой экспериментальной модели в соответствии с исходными условиями, нагрузками и деформациями.

Сравнительный анализ проводился по зависимости деформаций перекрытия: в эксперименте измерялось вертикальное перемещение элемента, имитирующего колонну. Сравнение графиков деформаций приведены на рис. 4, 8, 12, 16.

Так же сравнение результатов проводилось по результатам картины трещинообразования, зафиксированной в эксперименте и картины пластических деформаций от максимальной нагрузки в ANSYS. Схемы представлены на рис. 5-7, 9-11, 13-15, 17-19.

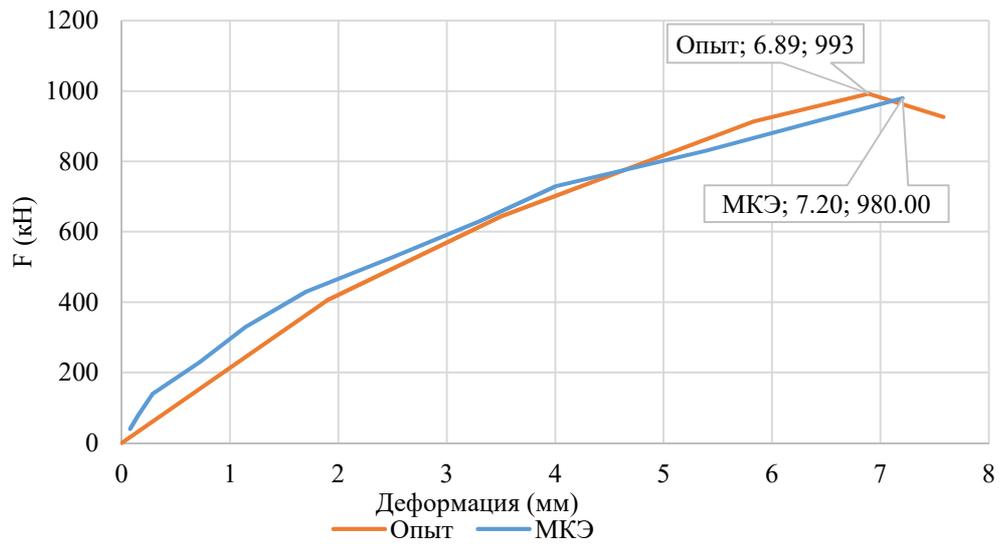


Рис. 4. График сравнения результатов натурального и численного эксперимента в ANSYS. Опыт с пластиной без поперечной арматуры (HS13-C0).

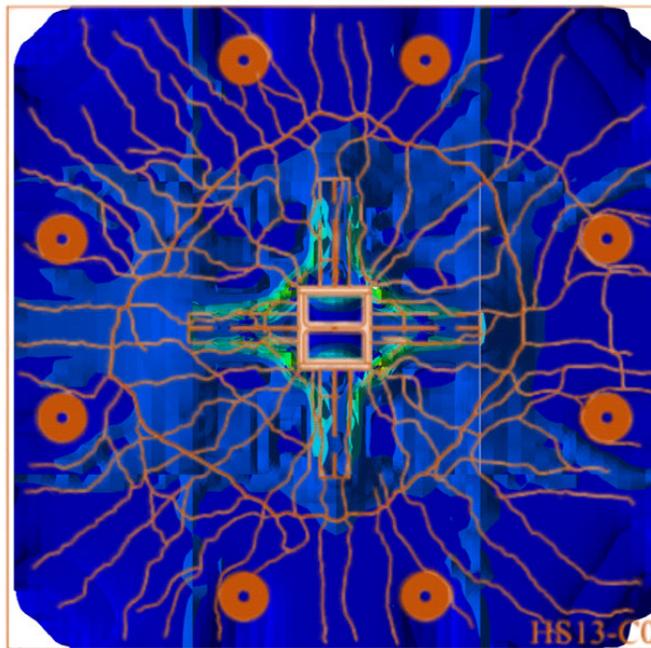


Рис. 5. Сравнение картины трещинообразования в эксперименте и пластических деформаций в расчетной модели ANSYS. Опыт с пластиной без поперечной арматуры (HS13-C0).



Рис. 6. Разрушение экспериментальной модели. Опыт с пластиной без поперечной арматуры (HS13-C0) [9]



Рис. 7. Максимальные пластические деформации в модели ANSYS. Опыт с пластиной без поперечной арматуры (HS13-C0)

В модели HS13-C0 наблюдается характерная "чаша" разрушения, которая точно воспроизводит пластические деформации в ANSYS при максимальной нагрузке. Эта "чаша" охватывает верхнюю плоскость плиты, начиная от внешней границы зоны продавливания и не доходя до нижней границы плиты. В эксперименте нижний конец образовавшейся трещины находится практически под геометрическим центром образца, в то время как в идеализированной модели ANSYS

трещина находится в его геометрическом центре (рис. 5-7).

Различия можно наблюдать на графиках зависимости деформации от нагрузки, где максимальные значения деформации в ANSYS при более низкой нагрузке практически совпадают с экспериментальными значениями смещения. Однако, значение нагрузки, приводящей к разрушению, между графиками несущественно отличается от экспериментальных данных (рис. 4).

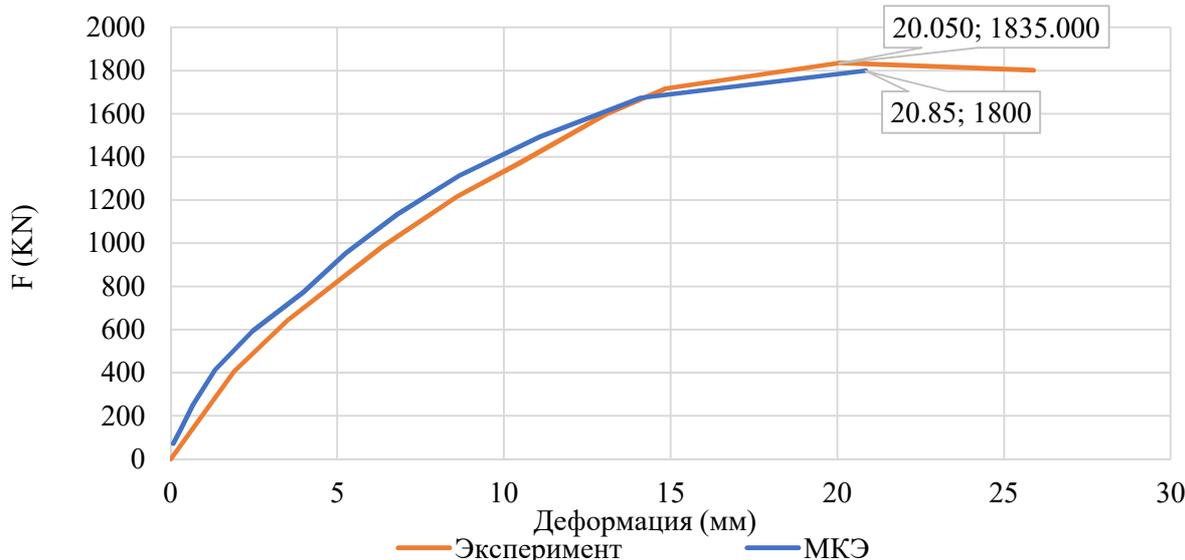


Рис. 8. График сравнения результатов натурального и численного эксперимента в ANSYS. Опыт с пластиной с поперечной арматурой (HS13-CT)

В модели HS13-CT наблюдаются не характерные деформации разрушения, совпадающие с пластическими деформации в ANSYS при максимальной нагрузке. Согласно картине разрушения, ввод пластины меняет принцип разрушения по чаше на разрушение по цилиндрическим областям вокруг балочных элементов БСУ (рис. 9-11).

Различия в графиках зависимости деформации от нагрузки несущественны, значения совпадают, как по разрушающим усилиям, так и по восходящей ветви графика зависимости деформаций от приложенной нагрузки (рис.8).



Рис. 9. Сравнение картины трещинообразования в эксперименте и пластических деформаций в расчетной модели ANSYS. Опыт с пластиной с поперечной арматурой (HS13-CT)



Рис. 10. Разрушение экспериментальной модели. Опыт с пластиной с поперечной арматурой (HS13-CT) [9]

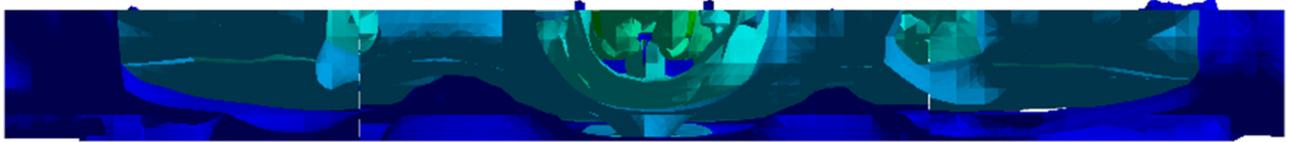


Рис. 11. Максимальные пластические деформации в модели ANSYS. Опыт с пластиной с поперечной арматурой (HS13-CT)

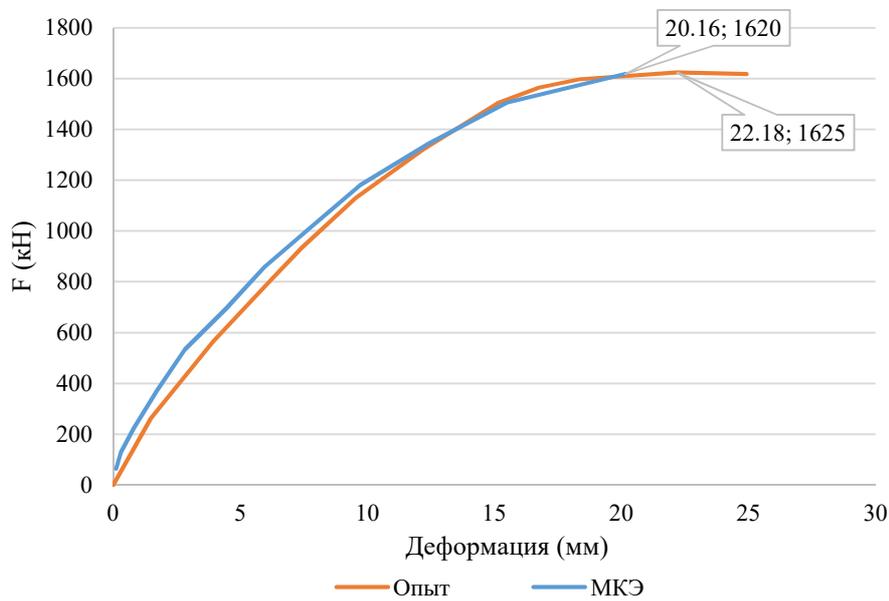


Рис. 12. График сравнения результатов натурального и численного эксперимента в ANSYS. Опыт без пластины с поперечной арматурой (HS13-0T).

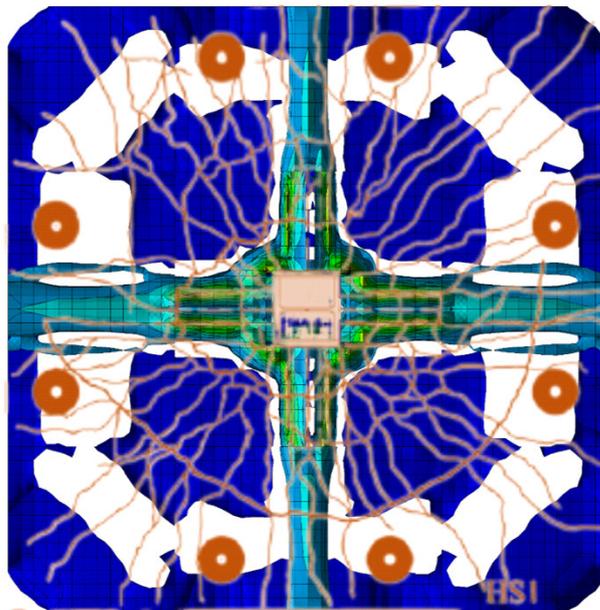


Рис. 13. Сравнение картины трещинообразования в эксперименте и пластических деформаций в расчетной модели ANSYS. Опыт без пластины с поперечной арматурой (HS13-0T)



Рис. 14. Разрушение экспериментальной модели. Опыт без пластины с поперечной арматурой (HS13-0T) [9]

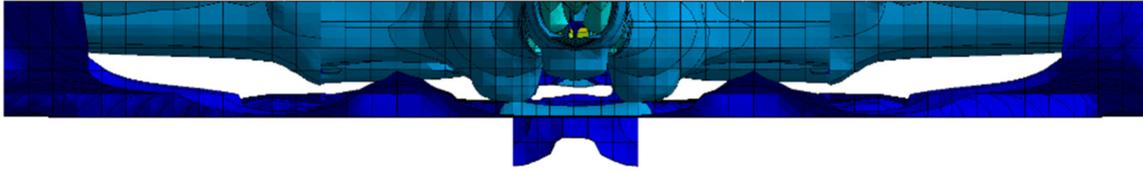


Рис. 15. Максимальные пластические деформации в модели ANSYS. Опыт без пластины с поперечной арматурой (HS13-0T)

В модели HS13-0T наблюдается не столь характерная "чаша" разрушения, совпадающая с пластическими деформации в ANSYS при максимальной нагрузке. На испытанном образце рис.14 и на картине пластических деформации рис.15, видны не характерные цилиндрические контуры, возникшие вокруг балочных элементов БСУ, одновременно с этим дополняющие картину классического трещинообразования в форме чаши (рис.13-15).

На графики зависимости деформации от нагрузки для экспериментальных и численных испытаний имеют близкие значения. Площадка разрушения, обозначающая момент срастания трещин и наступление третьей стадии напряженно-деформированного состояния совпадают (рис. 12).

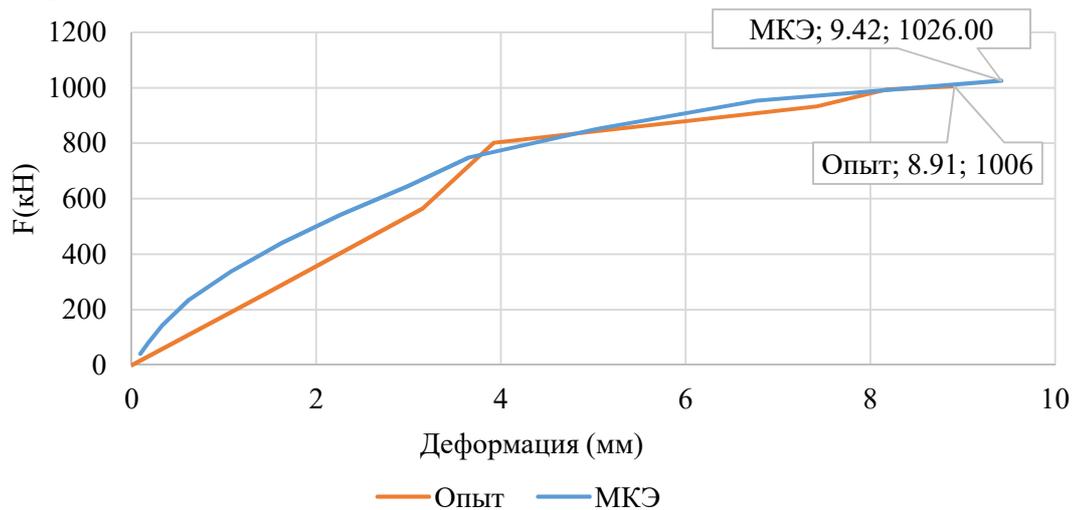


Рис. 16. График сравнения результатов натурального и численного эксперимента в ANSYS. Опыт без пластины и без поперечной арматуры (HS13-00)

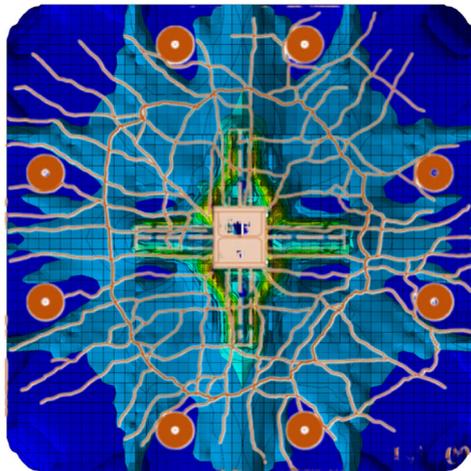


Рис. 17. Сравнение картины трещинообразования в эксперименте и пластических деформаций в расчетной модели ANSYS. Опыт без пластины и без поперечной арматуры (HS13-00)



Рис. 18. Разрушение экспериментальной модели. Опыт без пластины и без поперечной арматуры (HS13-00) [9]

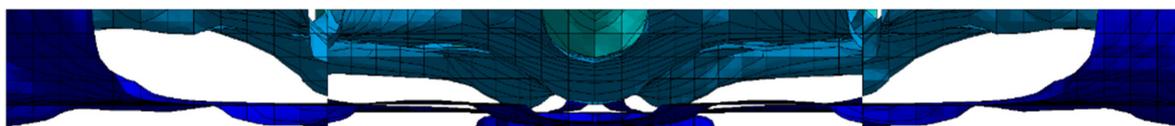


Рис. 19. Максимальные пластические деформации в модели ANSYS. Опыт без пластины и без поперечной арматуры (HS13-00)

В модели HS13-00, как в идеализированной модели пластических деформаций, так и в проведенном эксперименте, наблюдаются классическая картина трещинообразования в форме чаши. ANSYS точно воспроизводит картину пластических деформаций, соответствующую разрушению экспериментальной модели при максимальной нагрузке. Пластические деформации в бетоне не распространяются к нижней грани плиты, что согласуется с поведением модели HS13-00 (рис. 17–19).

На графиках также наблюдаются значительные различия между экспериментальной и идеализированной моделями в значениях. В идеализированной модели деформации в стадии упругой работы бетона и в моменты образования трещин оказываются меньше, чем в экспериментальном образце, и этот тренд сохраняется до

начала стадии II напряженно-деформирован. Разрушение в обеих моделях наступает при схожих значениях нагрузки, но при отличающихся деформациях (рис. 16).

**Результаты.** Проведенное численное моделирование с использованием метода конечных элементов в ANSYS было сравнено с экспериментальными данными, полученными в аналогичном исследовании. Уровень соответствия численных и экспериментальных результатов превысил 90 %, что свидетельствует о высокой точности модели.

Согласно полученным данным, был составлен график сходимости для всех 4 исследуемых образцов, который показал высокую сходимость результатов. С Коэффициентом корреляции Пирсона более 0,95, из которого следует, что ряды данных имеют высокую степень сходимости (рис. 20).

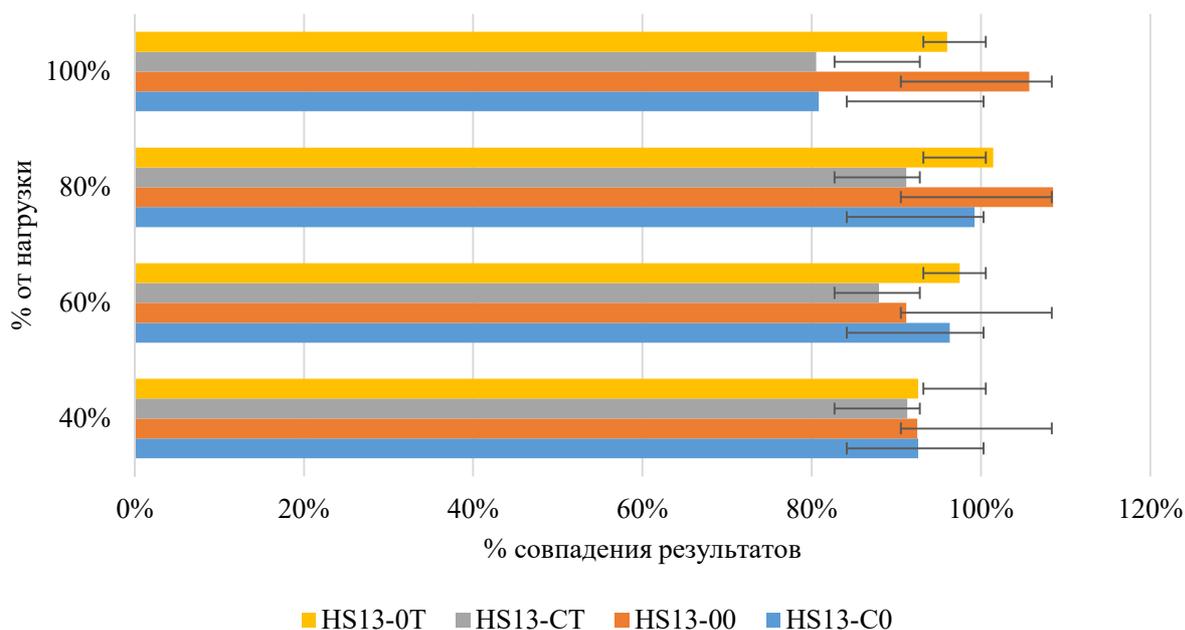


Рис. 20. График сходимости результатов

Основные выводы по моделям:

- **Модель HS13-C0.** Обнаружено точное воспроизведение пластических деформаций в виде характерной "чаши" разрушения при максимальной нагрузке. Зависимость деформации от напряжения на всех стадиях деформирования показывают высокую сходимость, но разрушение испытуемого образца наступило раньше, чем рост необратимых, а именно пластических, деформаций.

- **Модель HS13-CT.** Модель ANSYS точно отразила цилиндрические контуры пластических деформаций вокруг анкерных элементов балок, как и в эксперименте. Однако, различия наблюдаются в характере и интенсивности деформаций в конечной стадии нагружения.

- **Модель HS13-0T.** Подтверждено воспроизведение "чаши" разрушения при максимальной нагрузке, расхождения аналитической модели с испытываемым образцом минимальны.

- **Модель HS13-00.** ANSYS точно отразил пластические деформации в областях с анкерными элементами, минимальные различия в значениях деформаций и их характере проявляются на стадии пластичной работы материала.

Несмотря на высокую степень сходимости, в моделировании обнаружены некоторые ограничения. Основные расхождения наблюдаются на стадии линейной работы материала, что может быть обусловлено особенностями материалов и упрощениями, принятыми в модели. Для улучшения модели рекомендуется провести дальнейшие исследования, направленные на уточнение параметров и условий, а также на детализированный учет свойств материалов. В целом, результаты работы подтверждают возможность использования модели для точного прогнозирования поведения системы.

**Заключение.** В итоге проведенного исследования, которое включало сравнение экспериментальных результатов с моделированием в ANSYS для всех моделей (HS13-C0, HS13-CT, HS13-CT и HS13-00), получены следующие общие выводы:

все модели позволяют воспроизвести характерные пластические деформации и разрушение бетонных конструкций при максимальной нагрузке. Соответствие данных между результатами, полученными в результате испытаний образцов и расчетами, соответствующих численных моделей, показывают высокий процент сходимости. Наблюдаются минимальные различия между экспериментальными данными и результатами моделирования в ANSYS.

Результаты и выводы исследования могут быть полезны для дальнейших исследований, оптимиза-

ции и улучшения поведения сталебетонных конструкций, а также применения в инженерной практике для более точного прогнозирования деформаций и разрушения бетонных элементов с целью проведения самостоятельных экспериментов.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Березовский В.Н., Кузнецов В.С., Долгих Н.И., Деревянко А.А. Бетонные и железобетонные конструкции: Учебник для вузов. б.м.: Академия, 2018.
2. Ведяков И.И., Конин Д.В., Крылов С.Б. Руководство по проектированию сталежелезобетонных конструкций. СТО АРСС 11251254.001-018-4. М.: АКЦИОМГРАФИКС ЮНИОН, 2018. 105 с.
3. American Concrete Institute. Требования к железобетонным конструкциям. М.: Стройиздат, 2019. 623 с.
4. Brendel G. Stahlbetonbau unter Berücksichtigung des Spannbetons. Строительство с использованием предварительно напряженного сталебетона. Основные положения теории и практики. Лейпциг: В.Г. Teubner Verlagsgesellschaft, 1958. 350 с.
5. Rafiee S., Marefat M. S. Experimental and Numerical Evaluation of New Seismic Details for Connection of Post-tensioned Flat Slabs to Edge Steel Columns // Current Trends in Civil & Structural Engineering. 2020 Vol. 6, No. 4. Pp. 5–17.
6. Kim C.-V., Lee C.-H., Kang T. H.-K. Reinforcement of Connections between Concrete Beam and Tube-Filled Concrete Column for Enhanced Shear Strength // ACI Structural Journal. 2018 No. 111-S52. С. 629–638.
7. Тимофеев П.С. Численное исследование работы узла монолитного безбалочного перекрытия со сталебетонной колонной, с применением срезного балочного узла, с учетом совместной работы бетона и стали // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2024. № 9. С. 49–59. DOI: 10.34031/2071-7318-2024-9-9-49-59
8. Loqman N., Safiee N. A., Bakar N. A., Nasir N. A. M. Structural Behavior of Steel-Concrete Composite Beam using Bolted Shear Connectors: A Review // MATEC Web of Conferences. 2018. Vol. 203, Article 601023:45.
9. Bompa D.V., Elghazouli A.Y. Structural performance of RC flat slabs connected to steel columns with shear heads // Journal of Structural Engineering. 2016 Vol. 117, No. 15. Pp. 161–183.
10. Menetrey P. Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures. Lausanne: EPFL, 1994. Dissertation No. 1279. 179 p.
11. Caner F.C., Bažant Z.P. Microplane Model M7 for Plain Concrete. I: Formulation // Journal of

Engineering Mechanics © ASCE. 2013. Vol. 139. No. 12/ Pp. 1714–1723. DOI: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000570.

12. Sousa R., Batalha N., Rodrigues H. Numerical simulation of beam-to-column connections in precast reinforced concrete buildings using fibre-based frame models // Engineering Structures. 2020. Vol. 203. Article 109845.

13. Youssef M.A., Elfeki M.A. Seismic performance of concrete frames reinforced with superelastic shape memory alloys // Smart Structures and Systems. 2012. Vol. 9, No. 4. Pp. 501–516

14. Salman W.D. Finite element analysis of reinforced concrete beams strengthened with CFRP in flexural // Diyala Journal of Engineering Sciences. 2009. Vol. 02(02). Pp. 88–104. DOI: 10.24237/djes.2009.02207.

15. Джонсон Р.П. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: проектирование сталежелезобетонных конструкций EN 1994-1-1. Москва: МИСИ-МГСУ, 2012. 413 с.

16. Idelsohn S.R. Analysis of Reinforced Concrete Structures Using Ansys Nonlinear Concrete Model // Computational Mechanics. 1998. Vol. 1(8). Pp. 451–460

17. MacGregor, James G. Reinforced concrete. – 6th ed. Upper Saddle River, NJ: Pearson Prentice Hall, 2011. 864 p.

*Информация об авторах*

**Тимофеев Павел Сергеевич**, аспирант кафедры здания, строительные конструкции и материалы. E-mail: pao.t@yandex.ru. Сибирский государственный университет путей сообщения. Россия, 630049, Новосибирск, Россия, ул. Д. Ковальчук, 191.

*Поступила 10.11.2024 г.*

© Тимофеев П.С., 2025

18. Кабанцев О.В., Крылов С.Б., Трофимов С.В. Numerical Analysis of Longitudinal Reinforcement Effect on Rc Slab Punching Shear Resistance by Strength and Crack Propagation Criteria // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2021. Vol. 17(1). Pp. 21–33. DOI: 10.22337/2587-9618-2021-17-1-21-33.

19. Krajewski M., Hindelang S. Application of the Drucker-Prager Model for Reinforced Concrete Structures // International Journal of Structural Engineering. 2015. Vol. 6(3). Pp. 245–261.

20. Gonzalez A., Hiller M., and Kuhlmann U. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams Using the Drucker-Prager Yield Criterion // Computers and Concrete. 2017. Vol. 19(4). Pp. 425–438.

21. Nilson A.H., Darwin D., Dolan C.W. Проектирование бетонных конструкций. Москва: Издательство "Стройиздат", 2015. 800 с.

22. American Concrete Institute. Требования к железобетонным конструкциям (ACI 318) и комментарии (ACI 318R). Москва: Издательство "Стройиздат", 2020. 623 с.

23. Wight J.K., MacGregor J.G. Железобетон: механика и проектирование. Москва: Издательский центр "Академия", 2012. 1184 с.

**Timofeev P.S.**

Siberian State University of Railway Transport

E-mail: pao.t@yandex.ru

## INVESTIGATION OF THE CAPABILITIES OF NUMERICAL MODELING FOR THE DESIGN OF STEEL-CONCRETE CONNECTIONS BASED ON EXPERIMENTAL STUDIES OF FOREIGN RESEARCHERS

**Abstract.** This article presents a numerical study of the shear head (SH) joint in reinforced concrete-steel structures using the ANSYS software package. The relevance of using reinforced concrete-steel structures in the construction of multi-story buildings and infrastructure projects is due to their high strength, cost-effectiveness, and durability. However, the use of monolithic slabs with reinforced concrete columns is limited by construction complexity and architectural constraints. The aim of the study is to verify the reliability of results obtained in previous experiments and assess the accuracy of the finite element method for calculating shear joints. The study is based on the work of D.V. Bompa and A.Y. Elgazuli, which focused on the analysis of the connection between a steel column and a reinforced concrete slab. The results of the numerical modeling showed a high degree of convergence with the experimental data (up to 98%) and confirmed the feasibility of using the finite element method for accurately predicting the behavior of SH joints under various loads. The study also identified some limitations of the model, which require further refinement and a more detailed consideration of material properties to improve calculation accuracy. The findings can be used for optimizing the design of reinforced concrete-steel structures and enhancing their reliability in construction practice.

**Keywords:** *steel-concrete structures, shear head, numerical modeling, finite element method, ANSYS, nonlinear analysis, structural strength, comparison with experiment, geometric nonlinearity, shear loads.*

## REFERENCES

1. Berezovsky V.N., Kuznetsov V.S., Dolgikh N.I., Derevyanko A.A. Concrete and Reinforced Concrete Structures: Textbook for Higher Education Institutions [Betonye i zhelezobetonnye konstruksii: Uchebnik dlya vuzov]. Moscow: Akademiya, 2018. 336 p. (rus)
2. Vedyakov I.I., Konin D.V., Krylov S.B. Guidelines for the Design of Steel-Concrete Structures [Rukovodstvo po proektirovaniyu stalezhelezo-betonnykh konstruksiy]. Moscow: AKSIOMGRAFIKS UNION, 2018. 105 p. (rus)
3. American Concrete Institute. Requirements for Reinforced Concrete Structures. Moscow: Stroyizdat, 2019. 623 p.
4. Brendel G. Stahlbetonbau unter Berücksichtigung des Spannbetons. Construction with Prestressed Steel-Concrete. Leipzig: B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1958. 350 p.
5. Rafiee S., Marefat M.S. Experimental and Numerical Evaluation of New Seismic Details for Connection of Post-tensioned Flat Slabs to Edge Steel Columns. Current Trends in Civil & Structural Engineering. 2020. Vol. 6, No. 4. Pp. 5–17.
6. Kim C.-V., Lee C.-H., Kang T.H.-K. Reinforcement of Connections between Concrete Beam and Tube-Filled Concrete Column for Enhanced Shear Strength. ACI Structural Journal. 2018. No. 111-S52. Pp. 629–638.
7. Timofeev P.S. Numerical Study of the Operation of a Monolithic Beamless Floor Joint with a Steel-Concrete Column, Using a Shear Beam Joint, Taking into Account the Combined Work of Concrete and Steel [Chislenoe issledovanie raboty uzla monolitnogo bezbalohnogo perekrytiya so stalebetonnoi kolonnoy, s primeneniem sreznogo balohnogo uzla, s uchetom sovместnoi raboty betona i stali]. Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov. 2024. No. 9. Pp. 49–59. DOI: 10.34031/2071-7318-2024-9-9-49-59. (rus)
8. Loqman N., Safiee N.A., Bakar N.A., Nasir N.A.M. Structural Behavior of Steel-Concrete Composite Beam using Bolted Shear Connectors: A Review. MATEC Web of Conferences. 2018. Vol. 203. Article 601023:45.
9. Bompa D.V., Elghazouli A.Y. Structural Performance of RC Flat Slabs Connected to Steel Columns with Shear Heads. Journal of Structural Engineering. 2016. Vol. 117(15). Pp. 161–183.
10. Menetrey P. Numerical Analysis of Punching Failure in Reinforced Concrete Structures. Lausanne: EPFL, 1994. Dissertation No. 1279. 179 p.
11. Caner F.C., Bažant Z.P. Microplane Model M7 for Plain Concrete. I: Formulation. Journal of Engineering Mechanics © ASCE. 2013. Vol. 139, No. 12. Pp. 1714–1723. DOI: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000570.
12. Sousa R., Batalha N., Rodrigues H. Numerical Simulation of Beam-to-Column Connections in Precast Reinforced Concrete Buildings Using Fiber-Based Frame Models. Engineering Structures. 2020. Vol. 203. Article 109845.
13. Youssef M.A., Elfeki M.A. Seismic Performance of Concrete Frames Reinforced with Superelastic Shape Memory Alloys. Smart Structures and Systems. 2012. Vol. 9, No. 4. Pp. 501–516.
14. Salman W.D. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams Strengthened with CFRP in Flexural. Diyala Journal of Engineering Sciences. 2009. Vol. 02(02). Pp. 88–104. DOI: 10.24237/djes.2009.02207.
15. Johnson R.P. Designers' Guide to Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures EN 1994-1-1. Moscow: MGSU, 2012. 413 p. (rus)
16. Idelsohn S.R. Analysis of Reinforced Concrete Structures Using ANSYS Nonlinear Concrete Model. Computational Mechanics. 1998. Vol. 1(8). Pp. 451–460.
17. MacGregor J.G. Reinforced Concrete. 6th ed. Upper Saddle River, NJ: Pearson Prentice Hall, 2011. 864 p.
18. Kabantsev O.V., Krylov S.B., Trofimov S.V. Numerical Analysis of Longitudinal Reinforcement Effect on RC Slab Punching Shear Resistance by Strength and Crack Propagation Criteria. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2021. Vol. 17(1). Pp. 21–33. DOI: 10.22337/2587-9618-2021-17-1-21-33.
19. Krajewski M., Hindelang S. Application of the Drucker-Prager Model for Reinforced Concrete Structures. International Journal of Structural Engineering. 2015. Vol. 6(3). Pp. 245–261.
20. Gonzalez A., Hiller M., Kuhlmann U. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams Using the Drucker-Prager Yield Criterion. Computers and Concrete. 2017. Vol. 19(4). Pp. 425–438.
21. Nilson A.H., Darwin D., Dolan C.W. Design of Concrete Structures [Proektirovanie betonnykh konstruksiy]. Moscow: Stroyizdat, 2015. 800 p. (rus)
22. American Concrete Institute. Requirements for Reinforced Concrete Structures (ACI 318) and Commentary (ACI 318R). Moscow: Stroyizdat, 2020. 623 p.

23. Wight J.K., MacGregor J.G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design [Zhelezobeton: mekhanika i proektirovanie]. Moscow: Akademiya, 2012. 1184 p. (rus)

*Information about the authors*

**Timofeev, Pavel S.** Graduate Student of the Department of Building, Construction Structures and Materials. E-mail: pao.t@yandex.ru. Siberian Transport University. Russia, 630049, Novosibirsk, 191 Dusi Kovalchuk Street.

---

*Received 10.11.2024*

**Для цитирования:**

Тимофеев П.С. Исследование возможностей численного моделирования для расчета сталебетонных узлов, на основе экспериментальных исследований зарубежных ученых // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2025. № 4. С. 42–55. DOI: 10.34031/2071-7318-2025-10-4-42-55

**For citation:**

Timofeev P.S. Investigation of the capabilities of numerical modeling for the design of steel-concrete connections based on experimental studies of foreign researchers. Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov. 2025. No. 4. Pp. 42–55. DOI: 10.34031/2071-7318-2025-10-4-42-55