

Вестник Евразийской науки / The Eurasian Scientific Journal <https://esj.today>

2020, №6, Том 12 / 2020, No 6, Vol 12 <https://esj.today/issue-6-2020.html>

URL статьи: <https://esj.today/PDF/08SAVN620.pdf>

Ссылка для цитирования этой статьи:

Кузнецов Д.Н. Напряженно-деформированное состояние стального двутавра в составе комбинированной балки. Генезис сходимости результатов // Вестник Евразийской науки, 2020 №6, <https://esj.today/PDF/08SAVN620.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ.

For citation:

Kuznetsov D.N. (2020). Stress-strain state of steel I-beam composed in a combined beam. Genesis of convergence of results. *The Eurasian Scientific Journal*, [online] 6(12). Available at: <https://esj.today/PDF/08SAVN620.pdf> (in Russian)

УДК 624.072.2

Кузнецов Дмитрий Николаевич

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет», Воронеж, Россия
Старший преподаватель кафедры «Металлических и деревянных конструкций»

E-mail: kuznecov82@bk.ru

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-6648-1511>

РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=166226

SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=57205444205>

Напряженно-деформированное состояние стального двутавра в составе комбинированной балки. Генезис сходимости результатов

Аннотация. Комбинированные балочные системы часто применяют для нужд перекрытий строительных сооружений различного назначения. Для получения информации о действительной силовой работе элементов сталежелезобетонных конструкций необходимо выполнять экспериментальные исследования, с геометрией частей сооружений в натуральную величину. Но даже самые современные и точные методики расчета показывают существенную разницу между действительным нагрузочным эффектом и результатами расчетов. Важно не только определить разницу количественно, но и правильно установить факторы, влияющие на силовую и средовую работу конструкций. Исследования в области совместной работы разномодульных материалов направлены на сокращение существующего разрыва между расчетной практикой и действительной работой несущих конструкций. Ранее автором была подготовлена работа, состоящая из трех частей, две из которых написаны в соавторстве, в работе выявлена существенная разница результатов численного и экспериментального исследований стального двутавра в составе комбинированной балки.

В статье приводится анализ моделирования конструктивного комплекса сталежелезобетонного перекрытия здания склада в соответствии с методикой рекомендованной в руководстве СТО АРСС 11251254.001-018-4. В статье представлены ранее опубликованные автором результаты экспериментального исследования и новые результаты линейного расчета в вычислительном комплексе SCAD Office адаптированных конечноэлементных моделей сталежелезобетонных конструкций перекрытия. Рассчитаны две модели комбинированной системы от действия трех нагрузочных ситуаций для класса прочности бетона плиты на сжатие В20, а именно: (1) с начальным модулем деформаций бетона (E_b); (2) с пониженным значением модуля деформаций ($0.6 \times E_b$). Класс прочности батона В20 установлен по результатам испытаний. Приводится дифференцированный анализ сходимости результатов численно-экспериментального исследования для каждой из трех нагрузочных ситуаций. Выявлены зоны

разгрузки, лежащие в основе значительных расхождений компьютерных расчетов и экспериментальных данных для двух сечений в третьей нагрузочной ситуации. В многопролетной сталежелезобетонной конструкции перекрытия выявлен разгружающий эффект от нагружения среднего пролета, который по-разному передается через общие узлы в конечноэлементной модели и через петли из арматурной стали в реальной конструкции. В работе подтверждается положительное влияние снижения значения модуля деформаций бетона плиты на сходимость напряжений в характерных сечениях стального двутавра в составе комбинированной балки для трех рассмотренных нагрузочных ситуаций. Выводы и рекомендации, сформулированные в данной статье, целесообразно учитывать при численном моделировании сталежелезобетонных конструкций.

Ключевые слова: комбинированная балка; напряжения в стальном двутавре; неразрезные системы; многопролетные сталежелезобетонные конструкции; численно-экспериментальное исследование; численный расчет; натурное испытание; сходимость результатов

Введение

В строительной отрасли у России есть ряд преимуществ перед большинством стран мира. Главным преимуществом, является наличие значительных запасов практически всех составляющих необходимых для производства строительных материалов, а именно: железная руда; древесина; рыхлые, мелкозернистые и обломочные осадочные горные породы; пресная вода и другие. Значительные энергетические мощности, сосредоточенные в России, позволяют быстро и дешево производить строительные материалы и изготавливать строительные изделия различного назначения. Но строительство требует больших материальных затрат и поэтому, очень важно добиться снижения материалоемкости строительных изделий без потерь в их надежности. Объединение разномодульных материалов в совместную работу является эффективным способом снижения материалоемкости в строительстве и одновременно увеличивает надежность строительных объектов. Исследования в области сталежелезобетонных конструкций направлены на получение знаний по действительной совместной силовой работе разномодульных материалов в составе конструктивного комплекса [1–11]. Несмотря на высокий уровень развития современных вычислительных комплексов (ВК) действительные силовые факторы могут существенно отличаться от результатов численного моделирования. Из-за выявленных различий в численно-экспериментальных исследованиях, проектируемые конструкции получаются неравнопрочными на отдельных участках. Разница между результатами расчетов и экспериментальными данными тормозит развитие экономии материальных ресурсов в строительстве. Поэтому важно адаптировать методы расчета, в соответствии с результатами натурных испытаний несущих конструкций.

Ранее автором была подготовлена работа, состоящая из трех частей и посвященная исследованию напряженно-деформированного состояния (НДС) стального двутавра в составе комбинированной балки: часть 1 (проектирование) [12], часть 2 (натурное испытание) [13], часть 3 (конечноэлементный (КЭ) анализ) [14]. Однако в указанной работе отмечается расхождение между результатами численных расчетов и экспериментальными данными. Можно отметить, что если бы расхождений не было, тогда и выполненная работа носила бы инженерный характер. Материалы данной статьи посвящены адаптации КЭ модели и выявлению причин существующего разрыва между теорией расчета и результатами эксперимента. Настоящая работа ссылается на материалы, рассмотренные в трех частях ранее опубликованной работы автора [12–14], но является самостоятельным и оригинальным исследованием.

1. Общие сведения по объекту исследования

В статье рассматривается здание склада хозяйственно-бытовых товаров в двух уровнях построенного и эксплуатируемого в г. Воронеже, с размерами в плане 30×50 м. Первый этаж здания склада построен по серии типовых зданий системы «Венталл», с каркасом из стальных двутавров с переменной высотой поперечного сечения. Шаг рам 9 м, отметка низа ригеля +10.800. Подвальный этаж поделен на три пролета по 10 м и имеет высоту «в чистоте» 3 м. Шаг стальных рам подвального этажа 4.5 м. Монолитная железобетонная плита перекрытия выполнена из бетона, имеющего фактический класс прочности на сжатие В20, установленный по результатам испытаний. Монолитная плита перекрытия толщиной 160 мм объединена с верхними полками стальных двутавров балочной клетки через петельчатые элементы из арматурной стали А-300 диаметром 12 мм, под углом 35° к горизонтальной плоскости, с шагом 300 мм (рис. 1).

Объектом исследования является стальной двутавр в составе комбинированной балки. Сталежелезобетонное перекрытие состоит из системы комбинированных балок. Комбинированные балки перекрывают три пролета шарнирно опираясь на фундаменты в крайних модульных осях и имеют жесткое защемление в узлах примыкания к средним колоннам. Железобетонная плита перекрытия в составе комбинированных балок неразрезно перекрывает три пролета балочной клетки по 10 м, образуя жесткий диск из плоскости главных балок. Вспомогательные стальные балки шарнирно прикреплены к главным, с шагом 3.3 и 3.4 м. Сечения балок подобраны по расчету из прокатных двутавров (по СТО АСЧМ 20-93*): главные из 40Ш2, вспомогательные из 25Б1. Материал конструкций каркаса – сталь класса прочности С245. Более подробно с конструктивными особенностями складского здания можно ознакомиться в работе [12].



Рисунок 1. Общий вид элементов стального каркаса перекрытия здания склада (фотофиксация сделана автором)

2. Теория расчета и испытание объекта исследования

В п. 1.2.1 руководства СТО АРСС 11251254.001-018-4¹ приводится рекомендуемая последовательность численного моделирования сталежелезобетонных конструкций. Соблюдая пункты указанного руководства¹ построим пространственную расчетную модель участка сталежелезобетонного перекрытия склада, по трем координационным осям. В BK SCAD Office для моделирования плиты использованы прямоугольные оболочечные КЭ тип № 44 – четырехугольный КЭ оболочки. Колонны и балки смоделированы стержневыми КЭ тип № 5. Каждый узел указанных оболочечных и стержневых КЭ имеет по шесть степеней свободы: три линейных перемещения по осям X, Y, Z и три угла поворота относительно осей U_x , U_y , U_z . Срединная плоскость железобетонной плиты и ось стальной балки объединены в совместную работу с помощью жестких вставок. Подготовленная расчетная модель (рис. 2) имеет ряд ограничений и недостатков.

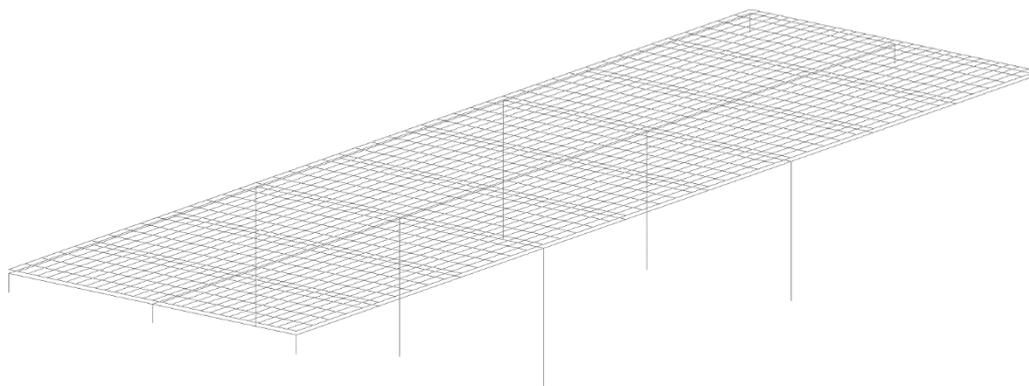


Рисунок 2. Общий вид оболочечно-стержневой КЭ модели участка сталежелезобетонного перекрытия (разработано автором)

Так, для железобетонной части конструкции перекрытия рассматриваемой расчетной модели к числу недостатков можно отнести сложность точного учета фактического армирования. В компьютерной модели перекрытию, состоящему из пластинчатых или оболочечных КЭ, задается жесткость, как для массива бетона плиты без учета армирования. Далее учет армирования возможен, но через приведенные жесткостные характеристики. В сталежелезобетонных конструкциях армирование требует точного учета в том волокне, в котором оно расположено в реальной конструкции. Так как армирование в сталежелезобетонной конструкции влияет: на схему деформирования, процесс образования трещин, на положение центра тяжести. Изменения в схеме деформирования и положении центра тяжести оказывают влияние на НДС стальных элементов в составе комбинированной балки перекрытия. В зависимости от характера армирования железобетонная плита перекрытия может разгружать или догружать стальные двутавровые балки каркаса.

К числу недостатков стержневых КЭ, моделирующих стальные балки и колонны, можно отнести сложности, возникающие при моделировании узлов сопряжения стальных балок перекрытия и колонн, а именно, моделирование вутов. Вуты в стержневой постановке можно моделировать двумя способами, а именно: (1) поделить часть элемента с вутами на отдельные КЭ и назначить им усредненную жесткость в пределах длины каждого КЭ; (2) ввести подкосы из стержневых КЭ. Но оба указанных способа не точно моделируют вуты. Первый способ не

¹ Стандарт организации. СТО АРСС 11251254.001-018-4. Руководство по проектированию сталежелезобетонных конструкций / Ассоциация развития стального строительства; [И.И. Ведяков, Д.В. Конин, С.Б. Крылов, В.А. Семенов, А.С. Крылов, Л.С. Рожкова]. – Москва: АКЦИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2018. – 116 с.: ил.

позволяет учесть уменьшение пролетной части балки с постоянной жесткостью на величину по 650 мм от оси колонны, с каждой стороны. Для пролета 10 м уменьшение на 1.3 м может существенно повлиять на результаты подбора поперечного сечения стальной балки перекрытия. Второй способ моделирования вутов основан на применении подкосов. Отмеченный прием приводит к скачку изгибающего момента в верхнем волокне балки над подкосом (рис. 3а), что не подтверждается при моделировании конструкции узла оболочечными КЭ (рис. 3б).

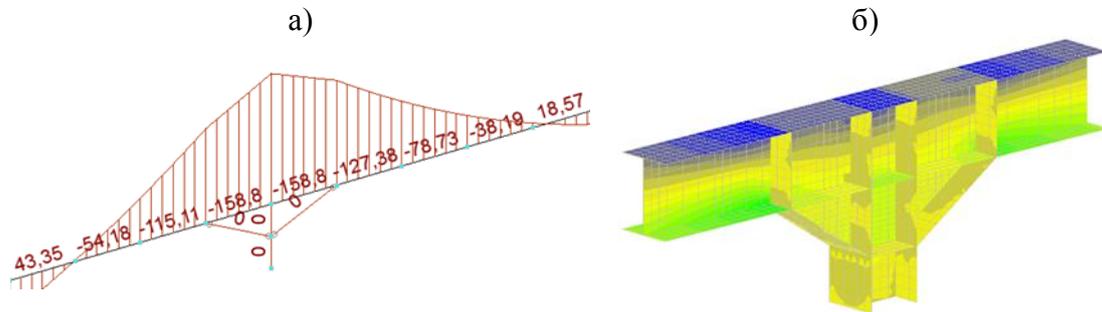


Рисунок 3. Общий вид распределения силовых факторов в узле, с вутами без учета совместной работы плиты и балки: стержневая схема (а), оболочечная модель (б) (разработано автором)

Скачков силовых факторов в местах примыкания вутов к балке не наблюдается. Напротив, напряжения плавно распределяются по КЭ рассматриваемого узла. Таким образом, можно отметить, что оболочечно-стержневая модель имеет существенные ограничения при расчете. Достоинством рассмотренной модели является ее относительная простота, но по усилиям, полученным в КЭ модели, дополнительно необходимо аналитическим методом определять напряжения в элементах конструкции. Существует необходимость в разработке более прогрессивных моделей. Сложные КЭ модели, разработанные в настоящее время, уже «завтра» могут оказаться устаревшими.

Более сложная КЭ модель сталежелезобетонного перекрытия представлена в работе [14]. В указанной компьютерной модели, конструкции перекрытия склада и колонны смоделированы в едином конструктивном комплексе по трем координационным осям (рис. 4).

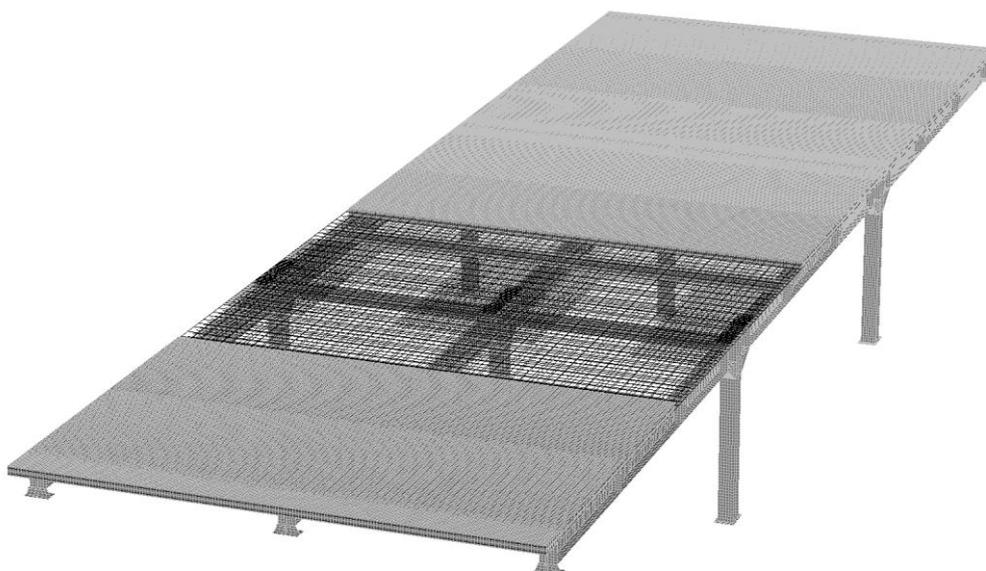


Рисунок 4. Общий вид КЭ модели, с участком «скрытых» объемных КЭ массива плиты (разработано автором)

Представленная в данной работе КЭ модель сохранила свою преимущество в геометрии, с моделью, рассмотренной в работе [14], но в новую модель были внесены изменения в граничные условия и учтено понижение модуля деформаций бетона плиты. Вместо применения двухузловых односторонних связей, в узлах геометрически расположенных в местах анкерных болтов, установлены связи запрещающие линейные перемещения по осям X, Y, Z. Такие изменения позволили выполнить статический расчет системы в линейной постановке, как следствие, значительно сократилось время расчета (до 53 минут). КЭ модель имеет следующую вычислительную размерность: 567 032 узлов, 608 763 элементов, 2 210 161 степеней свободы. В данной работе выполнен расчет двух моделей: с начальным модулем деформаций ($E_b = 27\,500$ МПа) и пониженным значением модуля деформаций ($0.6 \times E_b = 16\,500$ МПа) бетона плиты (см. работу [15]). Класс прочности бетона плиты на сжатие установлен по результатам испытаний как В20 [13]. Стальные элементы каркаса смоделированы из КЭ оболочки с нулевой гауссовой кривизной: тип 44 – четырехугольный КЭ, тип 42 – треугольный КЭ. Каждый узел оболочечных КЭ имеет по шесть степеней свободы: три линейных перемещения по осям X, Y, Z и три угла поворота относительно осей U_x , U_y , U_z . Монолитная плита по толщине смоделирована четырьмя рядами трехмерных изопараметрических КЭ: тип 36 – восьмиузловой КЭ, тип 34 – шестиузловой КЭ. Вулы монолитной плиты смоделированы пятым рядом объемных КЭ, расположенным только над полками стальных двутавров. Каждый узел объемных КЭ имеет по три степени свободы в виде линейных перемещений по осям X, Y, Z. Причем высота трехмерных шестигранных и пятигранных КЭ подобрана таким образом, чтобы плоскости армирования в компьютерной модели совпадали с плоскостями армирования в массиве бетона плиты реальной конструкции (рис. 5). Указанная особенность модели позволяет точно учесть армирование плиты. Стальные арматурные стержни смоделированы стержневыми КЭ: тип 5 – пространственный стержень. Каждый узел стержневых КЭ совпадает с узлами КЭ плиты и имеет по шесть степеней свободы: три линейных перемещения по осям X, Y, Z и три угла поворота относительно осей U_x , U_y , U_z . Жесткости стержневых КЭ назначены в соответствии с реальным армированием в двух плоскостях плиты. В модели учтено дополнительное локальное и сосредоточенное локальное армирование.

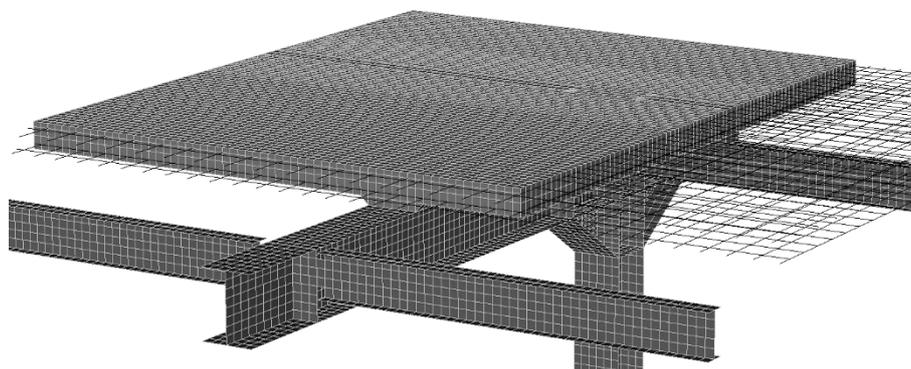


Рисунок 5. Фрагмент КЭ модели конструкций перекрытия (разработано автором)

Статический линейный расчет выполнен в вычислительном комплексе SCAD Office и полностью соответствует схемам полезной нагрузки, прикладываемой при испытаниях для трех нагрузочных ситуаций: от действия собственного веса конструкций перекрытия; от сочетания постоянной нагрузки и нагружения № 1 (рис. 6а); от сочетания постоянной нагрузки и нагружения № 2 (рис. 6б). В нагружении № 1 нагрузка прикладывалась к двум пролетам из трех, в нагружении № 2 нагрузка прикладывалась только к среднему пролету. Полное описание схем нагружений и особенностей натурных испытаний представлено в работе [13].

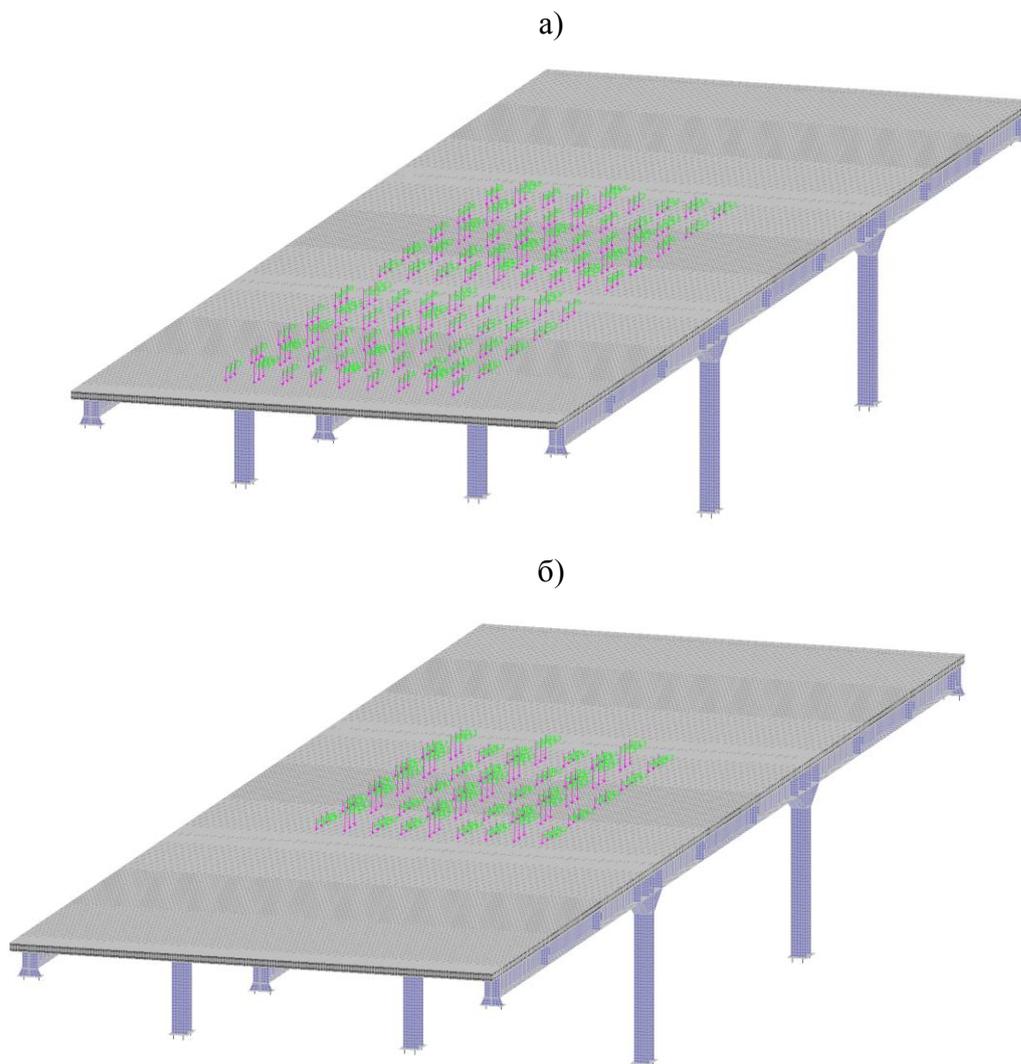


Рисунок 6. Схема нагружения по координационной оси «5/1»: № 1 – (а), № 2 – (б) (разработано автором)

Как уже отмечалось ранее, выполнен расчет двух моделей: (1) с полным значением начального модуля деформаций (E_b); (2) с пониженным значением начального модуля деформаций ($0.6 \times E_b$) бетона плиты. Исследования силовой работы КЭ модели с пониженным модулем начальных деформаций ($0.6 \times E_b$) бетона плиты связаны с возможным образованием трещин и появлением неупругих деформаций в железобетонных конструкциях перекрытия [16; 17], что вызывает снижение жесткостных характеристик бетона. Снижение изгибной жесткости бетона плиты влияет на НДС стальных конструкций в составе комбинированной балки [18–20].

Кроме информации по НДС стального двутавра рассчитанная КЭ модель содержит сведения по силовой работе прочих элементов конструкций. Например, информация по НДС арматурных стержней. По результатам КЭ расчета возможно определить усилие для каждого арматурного стержня. Хотя усилия в арматурных стержнях КЭ модели не соответствуют аналитической нормативной методике расчета железобетонных элементов, но полученная картина распределения продольных сил (рис. 7) позволяет принимать конструктивные решения, снижающие материалоемкость перекрытия, за счет дифференцированного армирования бетона плиты.

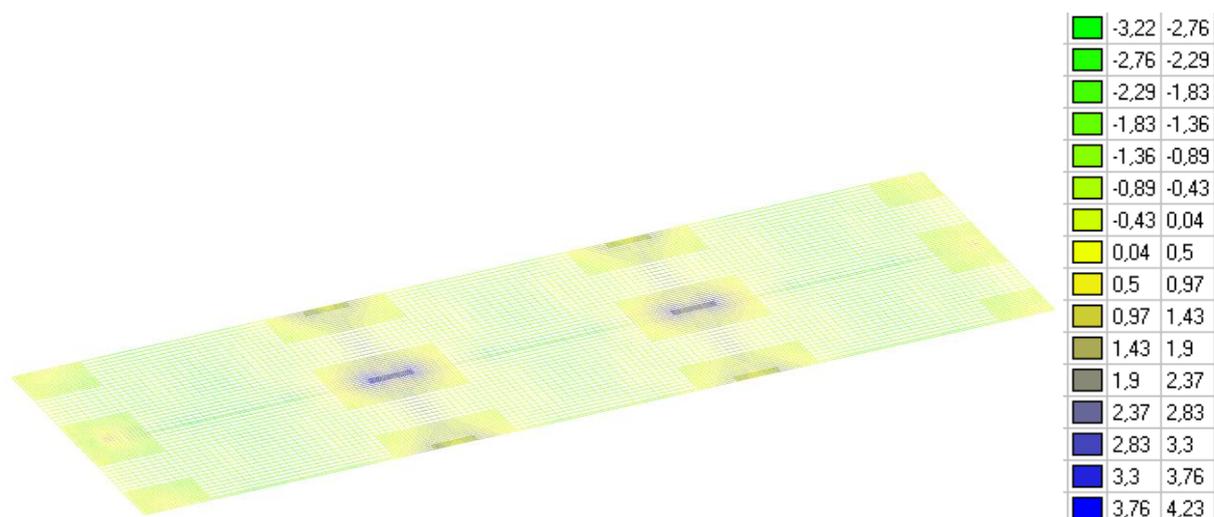


Рисунок 7. Схема распределения усилий N (кН) в арматурных стержнях в верхней плоскости монолитной плиты (разработано автором)

Испытание объекта выполнено в виде нагружений перекрытия товарами, с известными весовыми показателями. Груз размещался на поддонах согласно намеченным схемам для двух нагружений. Показания снимались с механических индикаторов часового типа, с ценой деления 0.001 мм (рис. 8). Индикаторы были установлены в специально изготовленные держатели, с увеличенной за счет удлинителей базой длиной 100 мм. Более подробно испытание описано в работе [13].



Рисунок 8. Схема прикрепления прибора (фотофиксация сделана автором)

Представленные ниже результаты натурных испытаний перекрытий ранее уже опубликованы автором в работе [13], но они необходимы для адаптации численной модели и сравнительного анализа новых результатов КЭ расчетов. Именно результаты натурных испытаний позволяют разработать КЭ модели приближающиеся к действительной работе строительных конструкций.

3. Обсуждение результатов численно-экспериментального исследования

По результатам численно-экспериментального исследования НДС стального двутавра в составе комбинированной балки рассмотрены три нагрузочные ситуации: собственный вес, собственный вес и нагружение № 1, собственный вес и нагружение № 2. Анализ НДС в четырех характерных сечениях (рис. 9) стального двутавра для каждой нагрузочной ситуации выполнен отдельно.

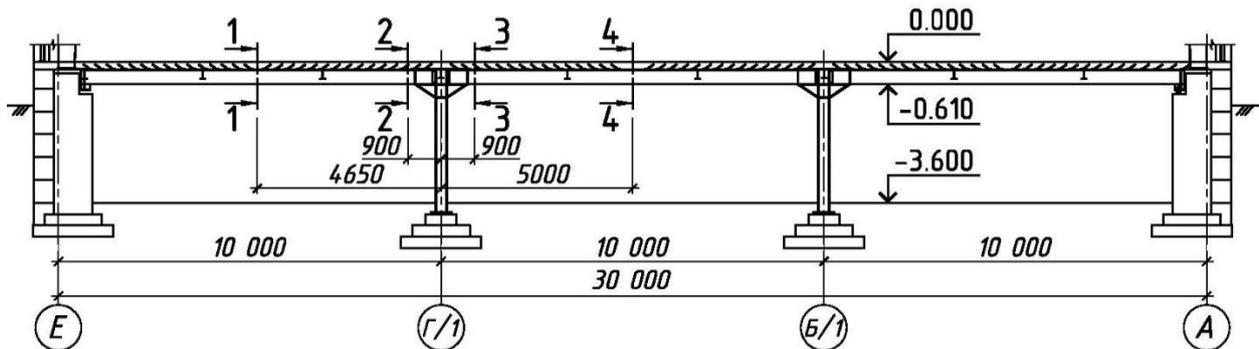


Рисунок 9. Схема характерных сечений (разработано автором, применялось в работе [13])

От действия собственного веса для всех четырех сечений выявлены существенные расхождения в значениях нормальных напряжений, полученных экспериментально и численным методом (рис. 10). Наибольшее расхождение выявлено в сечении «1-1». Разница значений нормальных напряжений от действия собственного веса, установленная по результатам численных расчетов и натурных испытаний, объясняется влиянием на НДС прочих малоизвестных факторов, имеющих сопоставимый нагрузочный эффект.

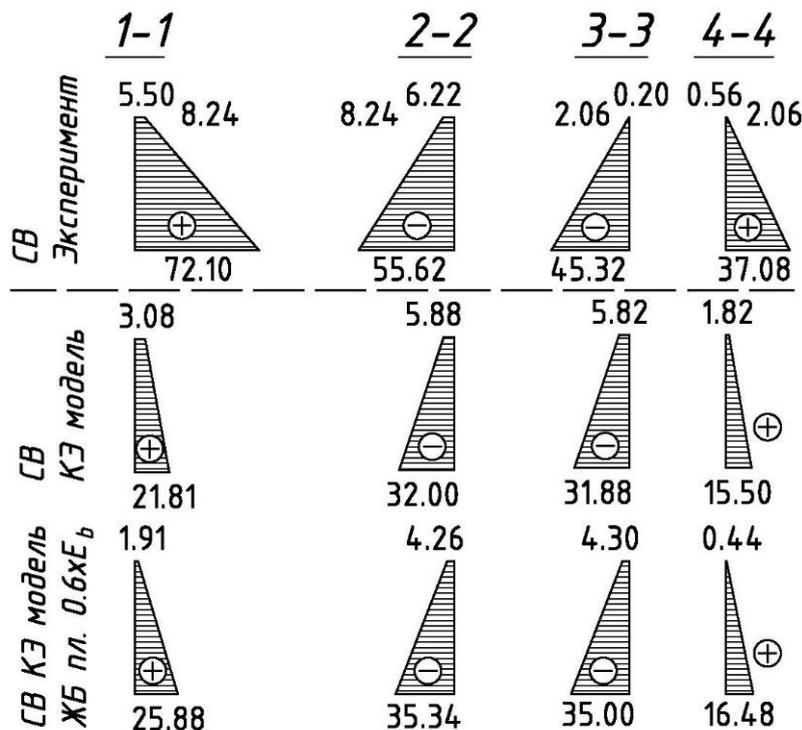


Рисунок 10. Эпюры нормальных напряжений в характерных сечениях балки по оси «Б/1» посчитанных по экспериментальным данным и численным методом для моделей при полном значении E_b и пониженным $0.6 \times E_b$, от действия: собственного веса (СВ) (разработано автором)

К неучтенным в КЭ модели можно отнести следующие дополнительные напряжения: от усадки бетонной смеси плиты в процессе твердения [21], от разницы температур стальной балки [22; 23] и железобетонной плиты, от неравномерной осадки, от неточностей монтажа, от остаточных сварочных напряжений и другие. Перечисленные факторы влияют на НДС стального двутавра во всех четырех сечениях и не учитываются при расчете КЭ модели. Но так как собственный вес несущих конструкций относительно мал, то малоизвестные факторы действуя совместно могут существенно влиять на результаты полученные в ходе эксперимента. Указанные замечания соответствуют эпюрам (рис. 10) и выявленной разнице в значениях напряжений, представленной в таблице. Можно отметить, что для нагрузочной ситуации от действия собственного веса, снижение начального модуля деформаций бетона плиты в КЭ модели улучшает сходимость результатов для всех четырех сечений.

В нагрузочной ситуации, рассматривающей сочетание от действия собственного веса и нагружения № 1, результаты эксперимента и численных расчетов имеют удовлетворительную сходимость. Если рассматривать напряжения для нижнего волокна в сечениях «2-2», «3-3» и «4-4» стального двутавра (рис. 11), то можно заметить, что разница в значениях между экспериментальными и численными результатами для варианта с пониженным значением начального модуля деформаций бетона ($0.6 \times E_b$) плиты не превышает 25 % (см. таблицу). Расхождение напряжений для нижнего волокна в сечении «1-1» составляет – 53.8 %. Значительная разница в напряжениях для сечения «1-1» объяснима принципом независимости действия сил. Влияние напряжений от действия собственного веса в сечении «1-1» уменьшается при дополнительном действии полезной нагрузки, но все еще существенно для конечного результата (рис. 11). Можно отметить положительное влияние на общую сходимость результатов численно-экспериментального исследования, во второй нагрузочной ситуации, снижения величины начального модуля деформаций бетона плиты в КЭ модели. Снижение модуля деформаций бетона в КЭ модели догружает стальную балку во всех четырех сечениях и улучшает сходимость результатов в трех сечениях: «1-1»; «3-3»; «4-4». Для сечения «2-2» отмечается высокая сходимость значений нормальных напряжений.

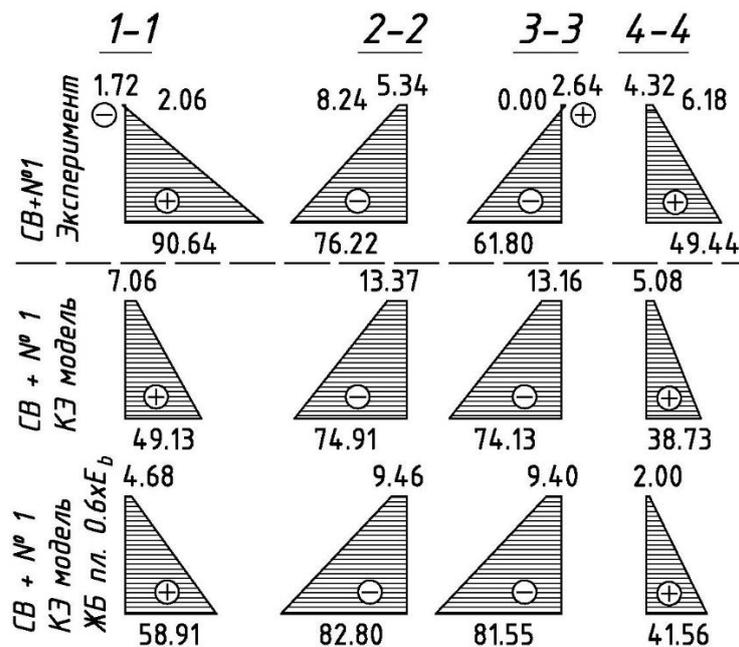


Рисунок 11. Эпюры нормальных напряжений в характерных сечениях балки по оси «5/1» посчитанных по экспериментальным данным и численным методом для моделей при полном значении E_b и пониженным $0.6 \times E_b$, от совместного действия: собственного веса и нагружения № 1 (СВ + № 1) (разработано автором)

При рассмотрении нагрузочной ситуации от действия собственного веса и нагружения № 2 (рис. 12) значения напряжений для всех четырех сечений показывают неудовлетворительную сходимость и намного хуже сходятся, чем в нагрузочной ситуации, учитывающей собственный вес и нагружение № 1. Выявленные расхождения в указанной нагрузочной ситуации не соответствуют ожиданиям, так как с увеличением полезной нагрузки сходимость численно-экспериментальных результатов, как правило, возрастает.

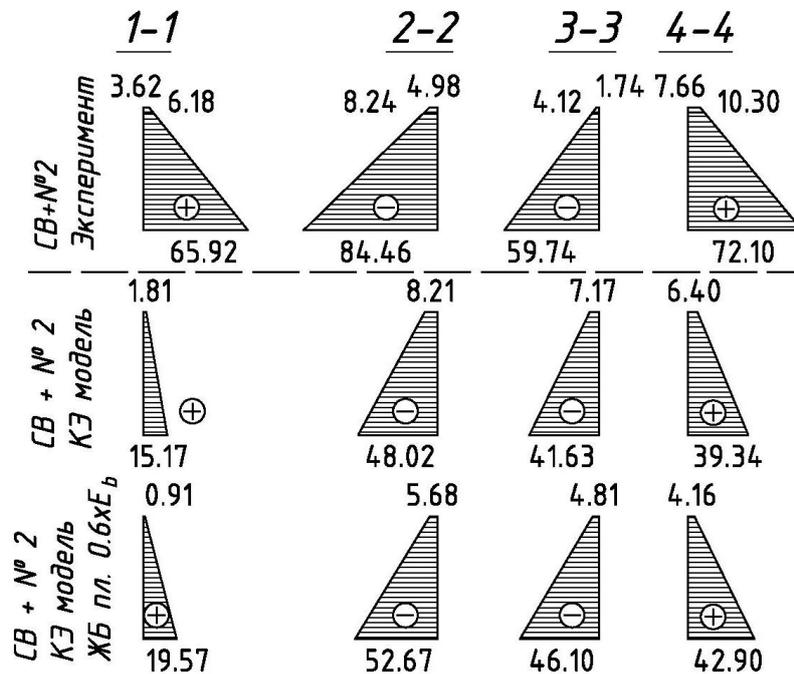


Рисунок 12. Эпюры нормальных напряжений в характерных сечениях балки по оси «5/1» посчитанных по экспериментальным данным и численным методом для моделей при полном значении E_b и пониженным $0.6 \times E_b$, от совместного действия: собственного веса и нагружения № 2 (СВ + № 2) (разработано автором)

Для того чтобы установить причину увеличения расхождений значений нормальных напряжений в стальном двутавре рассмотрим три схемы деформирования и поля распределения вертикальных перемещений плиты перекрытия работающей в составе сталежелезобетонной конструкции, от действия трех нагрузок отдельно: собственный вес (рис. 13а), нагружение № 1 (двух пролетов) (рис. 13б), нагружение № 2 (средний пролет) (рис. 13в). В соответствии с известным принципом независимости действия сил вертикальные перемещения от отдельных факторов складываются при их совместном действии. Из рисунка 13 видно, что от действия собственного веса (рис. 13а) и нагружения № 1 (рис. 13б) вектор вертикальных перемещений направлен вниз и они совпадают по знаку (отрицательные). Но от действия полезной нагрузки в среднем пролете, происходит обратный выгиб плиты в крайних пролетах (рис. 13в). Красным цветом показаны «зоны разгрузки» имеющие вертикальные перемещения (положительные), вектор которых направлен вверх, в обратную сторону, по отношению к вектору действия нагрузки. Выявленные «зоны разгрузки» расположены в области сечений «1-1» и «2-2», и именно они показывают наибольшие расхождения численных и экспериментальных данных от совместного действия собственного веса и нагружения № 2.

Нагружение среднего пролета задает выгиб и напряжения обратного знака в стальных балках для крайних пролетов (рис. 14). Выявленный эффект разгрузки от действия собственного веса и от нагружения № 1 отсутствует, что положительно сказывается на сходимости результатов (см. таблицу) в нагрузочной ситуации от их совместного действия.

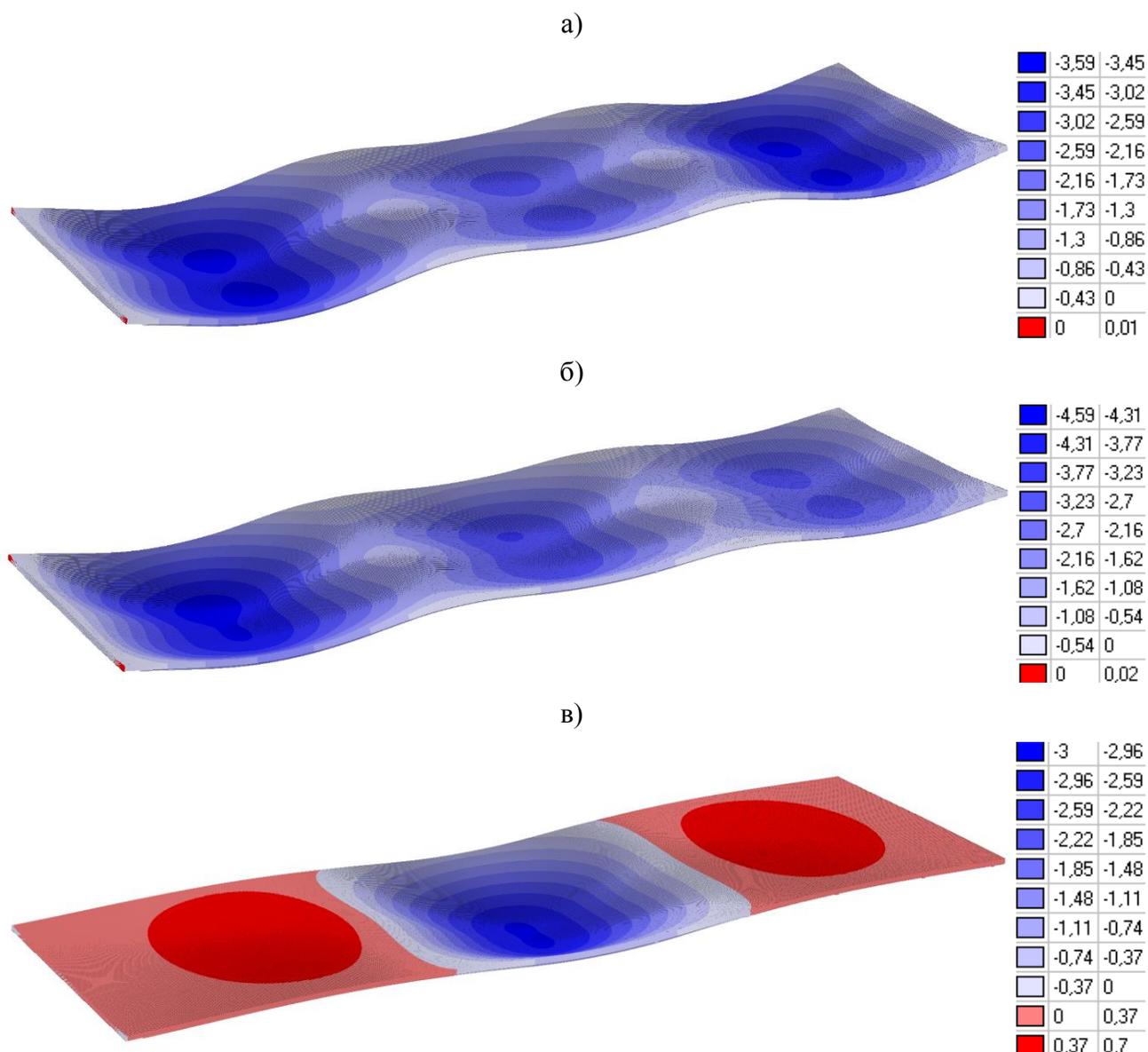


Рисунок 13. Поля распределения вертикальных перемещений в мм для КЭ модели, с пониженным начальным модулем деформаций бетона ($0.6 \times E_b$) плиты от действия: собственного веса – (а), нагрузки № 1 – (б), нагрузки № 2 – (в) (разработано автором)

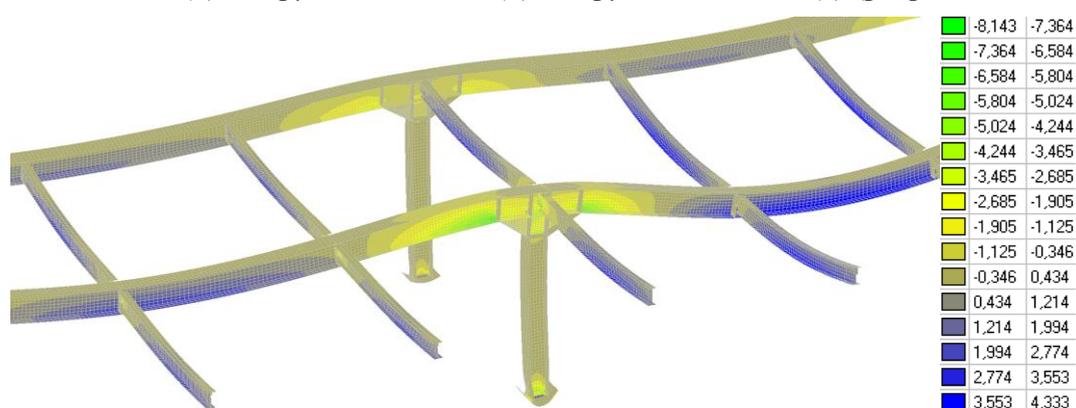


Рисунок 14. Поля распределения нормальных напряжений в kN/cm^2 от совместного действия собственного веса и нагрузки № 2 (СВ + № 2) для КЭ модели, с пониженным начальным модулем деформаций бетона ($0.6 \times E_b$) плиты (разработано автором)

Деформации в среднем пролете вызывают в крайних пролетах выгиб плиты, и как следствие, выгиб стальных балок в направлении обратном, снизу вверх, вектору нагрузки. Свободному повороту балочных конструкций способствует шарнирное опирание в крайних осях. Но в реальной конструкции, совместность работы плиты и стальных балок при выгибе обеспечивается только петельчатыми элементами из арматурной стали, с шагом 300 мм, а не через общую плоскость контакта, как в случае совпадения направления векторов нагрузки и вертикальных перемещений системы. При экспериментальных испытаниях многопролетных сталежелезобетонных конструкций установлено, что разгружающий эффект в крайних пролетах от нагружения среднего пролета значительно менее выражен, чем в компьютерной модели. В конструкции перекрытия склада при нагружении среднего пролета происходит незначительный выгиб железобетонной плиты в крайних пролетах и только за счет петель, «с запаздыванием» выгибается стальная балка. В КЭ модели плита и стальные балки объединены общими узлами, которые одинаково хорошо обеспечивают совместность работы в любом направлении (вверх, вниз), а шаг общих узлов равен линейному размеру КЭ, в среднем 50 мм, что вдоль оси комбинированной балки в шесть раз чаще шага петель. Увеличение степени дискретизации в исследуемой КЭ модели содержит амбивалентность, а именно: ухудшает сходимость результатов в «зонах разгрузки», улучшает сходимость компьютерных расчетов на прочих участках системы. КЭ модель механической системы показывает значительно более эффективную разгрузку (выгиб) крайних пролетов, через общие узлы, чем в реальной конструкции.

Выполним оценку расхождений компьютерных расчетов и экспериментальных данных для трех нагрузочных ситуаций. Определим долю расхождений Δ в процентах, по выражению (1):

$$\Delta = \frac{\sigma_{КЭ} - \sigma_{ЭКС}}{\sigma_{КЭ}} \times 100(\%) \quad (1)$$

где $\sigma_{КЭ}$ – напряжение в характерном сечении, посчитанное методом КЭ, МПа;
 $\sigma_{ЭКС}$ – напряжение в характерном сечении, полученное экспериментально, МПа.

Ниже, в таблице, представлены результаты расхождений численно-экспериментальных исследований, в процентах.

Таблица
Ведомость расхождений значений нормальных напряжений, в характерных сечениях

Наименование нагрузочных ситуаций	Разница значений напряжений, %							
	сечение 1-1		сечение 2-2		сечение 3-3		сечение 4-4	
	низ	верх	низ	верх	низ	верх	низ	верх
СВ (E_b)	-230.6	-78.6	-73.8	-5.8	-42.2	+96	-139.2	+69.3
СВ ($0.6 \times E_b$)	-178.6	-188	-57.4	-46	-29.5	+95.4	-125	-27.3
СВ + № 1 (E_b)	-84.4	+75.6	-1.8	+60.1	+16.6	+120.1	-27.7	+15
СВ+№ 1 ($0.6 \times E_b$)	-53.8	+63.2	+8	+43.6	+24.2	+128.1	-19	-116
СВ + № 2 (E_b)	-334.7	-100	-75.9	+39.3	-43.5	+75.7	-83.3	-19.7
СВ + № 2 ($0.6 \times E_b$)	-237	-298	-60.4	+12.3	-29.6	+63.8	-68.1	-84.1

Разработано автором

Вопросы решения контактной задачи численным методом исследуются (см. в [24]), но труды освещающие вопросы точности моделирования многопролетного сталежелезобетонного перекрытия методом КЭ, в зависимости от типа нагружения, автору найти не удалось. Представленное исследование стало возможным при условии наличия результатов экспериментов, но выявить «зоны разгрузки» в КЭ модели удалось при анализе результатов численных расчетов. Причинами не полного описания расхождений результатов в статье [14]

стали: недостаточное внимание, обращенное автором к силовой работе железобетонной плиты в составе комбинированной балки; попытка дать общую характеристику расхождений одновременно для трех нагрузочных ситуаций. Можно отметить, что двутавровая стальная балка чувствительна к любым изменениям геометрических и/или физических параметров железобетонной части комбинированной системы.

Для всех трех рассмотренных нагрузочных ситуаций можно отметить улучшение сходимости численных расчетов с натурными испытаниями, если для бетона в КЭ модели плиты перекрытия назначить пониженный модуль начальных деформаций. При рассмотрении нагружения от действия постоянной нагрузки (собственный вес) понижение модуля деформаций бетона позволяет компенсировать отсутствие данных по неучтенным факторам влияния на НДС стальной балки. Для нагрузочных ситуаций, с действием полезной нагрузки, снижение начального модуля деформаций бетона позволяет догружать стальную балку учитывая, таким образом, образование трещин и возможное появление неупругих деформаций в массиве бетона железобетонной плиты перекрытия в составе комбинированной системы. Но назначение величины понижающего коэффициента начального модуля деформаций бетона требует дополнительных исследований, так как во второй нагрузочной ситуации в сечении «2-2», снижение модуля деформаций привело к увеличению расхождения напряжений, полученных расчетным методом и экспериментально.

Выводы

На основании вышеизложенных материалов статьи можно сделать следующие общие выводы:

1. Установлено, что для каждой из трех исследованных нагрузочных ситуаций причины и величина расхождений численных и экспериментальных результатов различны:

1.1 Для первой нагрузочной ситуации (собственный вес) сходимость неудовлетворительная из-за действия прочих малоизвестных, но сопоставимых с собственным весом по значению, факторов влияния;

1.2 Вторая нагрузочная ситуация (собственный вес и нагружение № 1) имеет удовлетворительную, а для сечения «2-2» высокую сходимость;

1.3 Третья нагрузочная ситуация (собственный вес и нагружение № 2) имеет неудовлетворительную сходимость из-за нагружения среднего пролета, оказывающего разгружающий эффект, который по-разному передается в КЭ модели (через узлы) и в реальной конструкции (через петли) в сечениях «1-1» и «2-2».

2. Подтверждено, что снижение начального модуля деформаций бетона железобетонной плиты в составе комбинированной балки увеличивает сходимость результатов численных расчетов и натурных испытаний.

3. Доказано, что в многопролетных системах КЭ моделирование объединения стальной балки и железобетонной плиты в составе комбинированной балки при помощи общих узловых точек сплошной среды конструкции, при нагружении полезной нагрузкой одного среднего пролета, может приводить к росту расхождений результатов численных расчетов и данных натурных испытаний.

4. Показано, что отдельные участки многопролетных сталежелезобетонных конструкций способны разгружать другие, более загруженные участки. Предложено называть такие участки «зонами разгрузки». В формировании геометрии «зон разгрузки» активное

участие принимают второстепенные балки, объединенные с железобетонной плитой. Адекватное моделирование действительной работы указанных участков требует дополнительных исследований специалистами в области компьютерного моделирования.

5. Установлено, что дополнительные малоизвестные факторы влияния на НДС стального двутавра в комбинированной системе, могут быть вполне сопоставимы по величине, с нагрузочным эффектом от действия собственного веса. Существует необходимость в разработке методики учета малоизвестных факторов влияния на стадии проектирования сталежелезобетонных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Deng W. [et al.] Experimental study on asynchronous construction for composite bridges with corrugated steel webs // *J. Constr. Steel Res.* Elsevier Ltd, 2019. Vol. 157. P. 93–102. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.02.028> (дата обращения: 07.08.2020).
2. Chen Y. [et al.] The shear-lag effect of composite box girder bridges with corrugated steel webs and trusses // *Eng. Struct.* Elsevier, 2019. Vol. 181, No. December 2018. P. 617–628. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.12.048> (дата обращения: 07.08.2020).
3. Hosseinpour E. [et al.] Push-out test on the web opening shear connector for a slim-floor steel beam: Experimental and analytical study // *Eng. Struct.* Elsevier, 2018. Vol. 163, No. July 2017. P. 137–152. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.047> (дата обращения: 14.07.2020).
4. Katwal U., Tao Z., Hassan M.K. Finite element modelling of steel-concrete composite beams with profiled steel sheeting // *J. Constr. Steel Res.* Elsevier Ltd, 2018. Vol. 146. P. 1–15. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.03.011> (дата обращения: 05.08.2020).
5. Kim S.K., Kim J.M., Hong W.K. Material nonlinear finite element analysis of hybrid hollow concrete beams encasing steel sections // *Structures.* Elsevier, 2020. Vol. 25, No. December 2019. P. 500–519. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.03.029> (дата обращения: 09.08.2020).
6. Lorenc W., Kozuch M., Rowiński S. The behaviour of puzzle-shaped composite dowels – Part II: Theoretical investigations // *J. Constr. Steel Res.* 2014. Vol. 101. P. 500–518. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.05.012> (дата обращения: 23.07.2020).
7. Martin P.O. [et al.] An analytical method for the resistance of cellular beams with sinusoidal openings // *Eng. Struct.* Elsevier Ltd, 2017. Vol. 143. P. 113–126. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.048> (дата обращения: 07.08.2020).
8. Qiu S.Y. [et al.] Experimental study on shaped steel shear connectors used in large-scale composite structures // *J. Constr. Steel Res.* Elsevier Ltd, 2020. Vol. 172. P. 106–201. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106201> (дата обращения: 05.08.2020).
9. Rossi A. [et al.] Numerical assessment of lateral distortional buckling in steel-concrete composite beams // *J. Constr. Steel Res.* Elsevier Ltd, 2020. Vol. 172. P. 106–192. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106192> (дата обращения: 09.08.2020).
10. Śledziwski K., Górecki M. Finite element analysis of the stability of a sinusoidal web in steel and composite steel-concrete girders // *Materials (Basel).* 2020. Vol. 13, No. 5. – URL: <https://doi.org/10.3390/ma13051041> (дата обращения: 07.08.2020).

11. Tong L. [et al.] Static behavior of stud shear connectors in high-strength-steel-UHPC composite beams // Eng. Struct. Elsevier, 2020. Vol. 218, No. March. P. 110–827. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110827> (дата обращения: 05.08.2020).
12. Кузнецов Д.Н., Сазыкин В.Г. Напряженно-деформированное состояние двутавра в составе комбинированной балки. Часть 1 // Изв. вузов. Строительство. – 2019. – № 11 (731). – С. 5–16. DOI: 10.32683/0536-1052-2019-731-11-5-16.
13. Кузнецов Д.Н., Сазыкин В.Г. Напряженно-деформированное состояние двутавра в составе комбинированной балки. Часть 2 // Изв. вузов. Строительство. – 2019. – № 12 (732). – С. 13–23. DOI: 10.32683/0536-1052-2019-732-12-13-23.
14. Кузнецов Д.Н. Напряженно-деформированное состояние двутавра в составе комбинированной балки. Часть 3 // Изв. вузов. Строительство. – 2020. – № 1 (733). – С. 18–33. DOI: 10.32683/0536-1052-2020-733-1-18-33.
15. Шугаев В.В., Соколов Б.С. Расчет и конструирование сборных железобетонных рамно-шатровых перекрытий для общественных зданий // Вестник НИЦ «Строительство». – 2014. – № 9. – С. 12–22.
16. Гвоздев А.А. Ползучесть бетона и пути ее исследования // ЦНИПС Сборник статей под ред. А.А. Гвоздева. Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов. – 1955. – С. 126–137.
17. Ciesielczyk K., Szumigala M., Ścigałło J. The Numerical Analysis of the Effective Flange Width in T-section Reinforced Concrete Beams // Procedia Eng. The Author(s), 2017. Vol. 172. P. 178–185. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.047> (дата обращения: 07.08.2020).
18. Замалиев Ф.С. Расчетно-экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок // Известия КГАСУ. – 2017. – № 4 (42). – С. 150–158.
19. Мухамедиев Т.А., Старчикова О.И. Расчёт прочности сталежелезобетонных колонн с использованием деформационной модели // Бетон и железобетон. – 2006. – № 4. – С. 18–21.
20. Панова А.С., Сергеев Е.И. Особенности расчета сталежелезобетонных конструкций // Научный взгляд в будущее. – 2019. – Т. 1, № 14. – С. 72–75.
21. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты / Н.Н. Стрелецкий. – М.: Транспорт, 1965. – 376 с.
22. Couto C. [et al.] The effect of non-uniform bending on the lateral stability of steel beams with slender cross-section at elevated temperatures // Eng. Struct. Elsevier, 2018. Vol. 163, No. January. P. 153–166. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.033> (дата обращения: 09.08.2020).
23. Ragheb W.F. Local buckling capacity of steel I-section beams subjected to uniform or linear temperature gradient // Thin-Walled Struct. Elsevier Ltd, 2017. Vol. 119, No. January. P. 304–314. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.06.017> (дата обращения: 9.08.2020).
24. El Boustani C. [et al.] Dual finite-element analysis using second-order cone programming for structures including contact // Eng. Struct. Elsevier, 2020. Vol. 208, No. May 2019. P. 109892. – URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109892> (дата обращения: 07.08.2020).

Kuznetsov Dmitry Nikolaevich

Voronezh state technical university, Voronezh, Russia

E-mail: kuznecov82@bk.ru

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-6648-1511>

РИИЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=166226

SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=57205444205>

Stress-strain state of steel I-beam composed in a combined beam. Genesis of convergence of results

Abstract. Combined beam systems are often used for the needs of the floors of building structures for various purposes. To obtain information about the actual work power of elements of steel-reinforced concrete structures, it is necessary to carry out experimental studies, with the geometrical parts of the structures in natural value. But even the most modern and accurate techniques calculations show a significant difference between the actual load effect and calculation results. It is important not only to determine the difference quantity, but also to correctly establish the factors affecting the power and environmental construction work. Research in the field of joint work of multi-modular materials is aimed at narrowing the existing gap between design practice and the actual operation of load-bearing structures. Previously, the author had prepared a work consisting of three parts, two of which were co-authored, the work revealed a significant difference between the results of numerical and experimental studies of a steel I-beam as part of a combined beam.

The article analyzes the modeling of the structural complex of the steel-reinforced concrete floor of the warehouse building in accordance with the methodology recommended in the workshop manual STO ARSS 11251254.001-018-4. In the article presents the results of an experimental study previously published by the author and new results of linear calculation in the SCAD Office computer complex of adapted finite element models of steel-reinforced concrete floor structures. Two models of the combined system were calculated for the action of three loading situations for the compressive strength class of the concrete slab B20, namely: (1) with the initial modulus of concrete deformations (E_b); (2) with a reduced value of the modulus of deformation ($0.6 \times E_b$). The strength class of the Concrete B20 was determined based on the test results. A differentiated analysis of the convergence of the results of a numerical-experimental study for each of the three loading situations is presented. Identified unloading zone underlying significant differences computer calculations and experimental data for the two sections in a third load situation. In a multi-span steel-reinforced concrete floor structure, the unloading effect from the loading of the middle span was revealed, which is transmitted in different ways through common nodes in the finite element model and through reinforcing steel loops in a real structure. The work confirms the positive effect of reducing the deformation modulus of the concrete slab on the convergence of stresses in the characteristic sections of a steel I-beam as part of a combined beam for the three considered load situations. The conclusions and recommendations formulated in this article should be taken into account in the numerical modeling of steel-reinforced concrete structures.

Keywords: combined beam; stresses in the steel I-beam; continuous systems; multi-span steel-reinforced concrete structures; numerical experimental research; numerical calculation; full-scale test; convergence of results