

УДК 624.012.35/45

Замалиев Ф.С. – кандидат технических наук, доцент

E-mail: zamaliiev49@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1

Расчетно-экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок¹

Аннотация

Постановка задачи. Целью работы – выявление напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок на основе стального двутавра, армированных гибкими стержнями по огибающей эпюры изгибающих моментов.

Результаты. Меняя прочностные параметры арматуры и бетона, пролет балок, рассматривая различные варианты армирования, получены численные результаты несущей способности сталежелезобетонных балок разного строения и пролета. Экспериментальными исследованиями двух серий балок получены прочностные и деформационные показатели испытанных балок. Экспериментальные данные сравнены с результатами аналитических расчетов и компьютерного моделирования.

Выводы. Сравнением результатов численных исследований с данными экспериментальных исследований подтверждена хорошая сходимость результатов и выгодность сталежелезобетонных балок армированных гибкой арматурой по огибающей эпюры моментов.

Ключевые слова: сталежелезобетонная балка, прочность, прогибы, численные исследования, эксперименты.

В последние годы в отечественной строительной практике наметилась тенденция расширения применения сталежелезобетонной конструкций, что актуализирует их дальнейшие исследования. Исследования направлены на выявление как доэксплуатационного напряженно-деформированного состояния изгибаемых балок и плит [1, 2], так и напряженно-деформированного состояния при действии внешних нагрузений [3-9]. Одновременно, с исследованиями известных и используемых на практике конструктивных решений, исследователи и инженеры предлагают новые технические решения сталежелезобетонных конструкций. В КГАСУ получено значительное количество патентов по сталежелезобетонным балкам и плитам [16-19]. Для исследования напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных конструкций используют как аналитические [3-5], как составное сечение на основе аналитических диаграмм материалов [15], так и экспериментальные методы [10-13].

Многие исследователи для наиболее быстрого выявления напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных конструкций используют численные эксперименты, используя пакет программ. Однако, экспериментальные исследования, несмотря на материальные затраты и затраты на подготовительные работы, дают наиболее правдивые результаты, наиболее приближенные к эксплуатационным условиям поведения конструкций. Тем более сталежелезобетонные конструкции гражданских зданий, не так детально исследованы в отличие от мостовых конструкций.

Для численного эксперимента на ПК ANSYS сталежелезобетонные балки моделировались по схеме свободно опертой балки, нагруженные равномерно распределенной, а также двумя сосредоточенными силами, как в экспериментальных исследованиях. При численных исследованиях модель балки имела аналогичные геометрические и физические параметры, какие возможны в реальных условиях (например, пролет балки в 6, 9, 12 м), а также в запланированных испытаниях экспериментальных балок (рис. 1).

¹Статья подготовлена по материалам исследований выполненных магистром Закировым Р.И., под руководством и с участием автора.

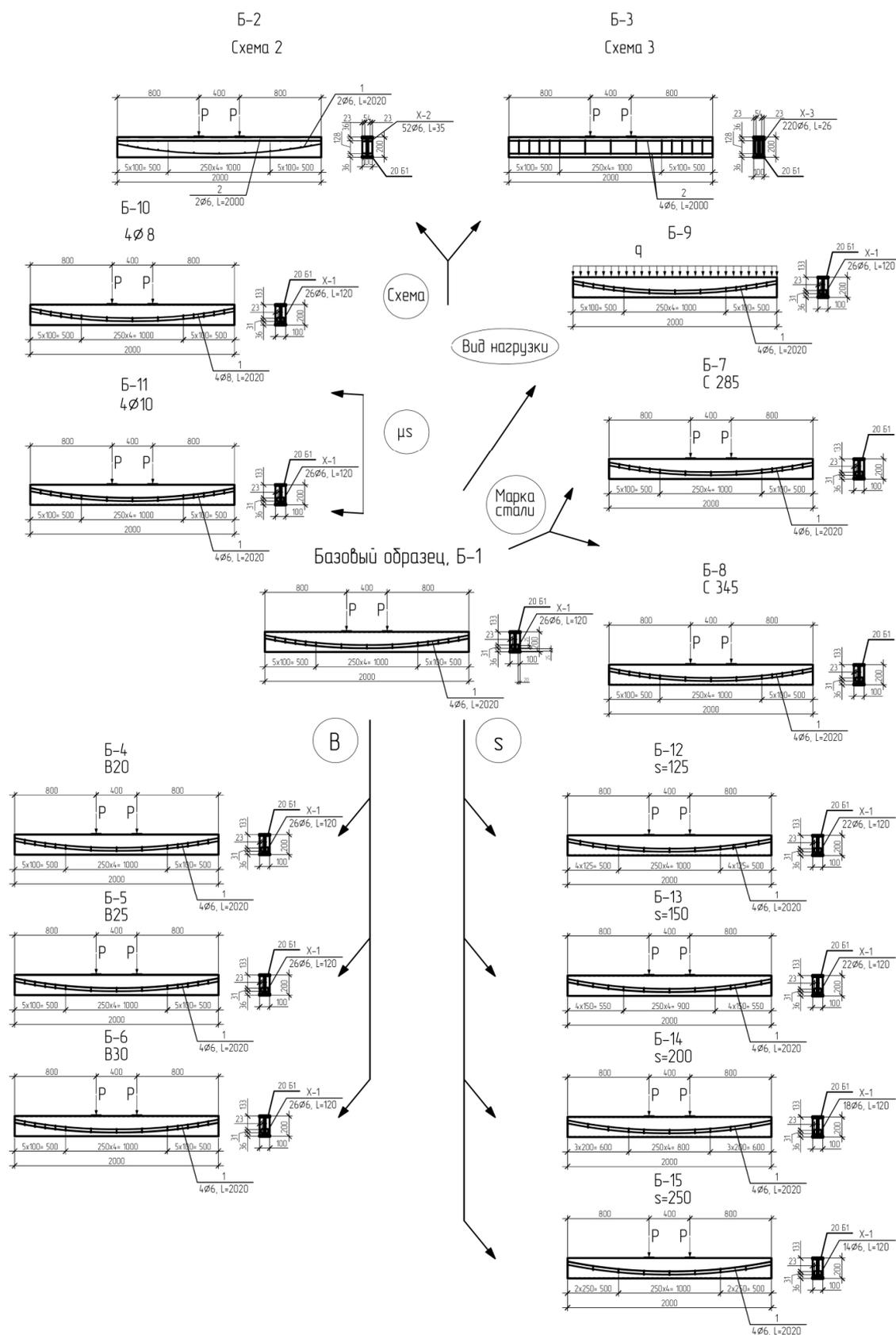
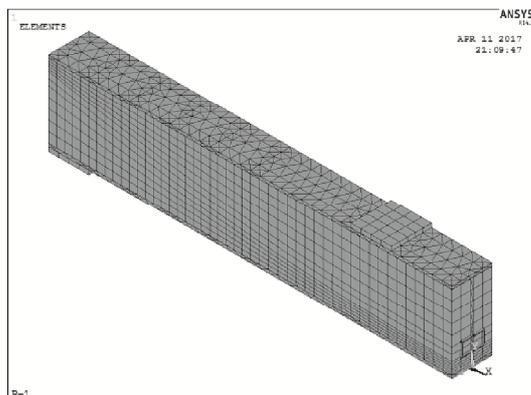


Рис. 1. Информационная схема принятых балок для численных исследований

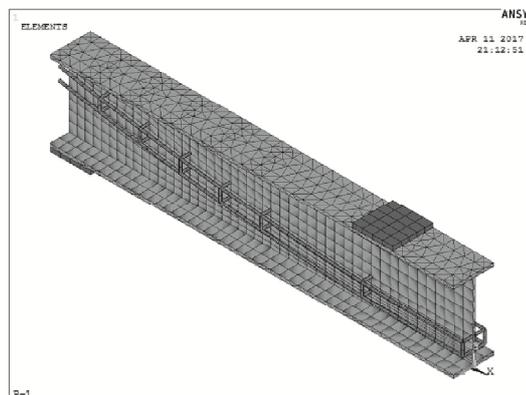
Задача программным комплексом решалась в три этапа: на первом этапе создавалась конечно-элементная модель сталежелезобетонной балки (рис. 2, 3), на втором этапе задавались жесткость изгибаемого элемента через жесткости двутавра, как жесткой

арматуры, гибкой арматуры и заполнителя – бетона. Третьим этапом было приложение внешних нагрузок: равномерно-распределенной нагрузки двух сосредоточенных сил – как в случае экспериментов. Изополю напряжений показаны на рис. 4.



а)

Рис. 2. Общий вид КЭ-модели в ПК ANSYS, КЭ для бетона – Solid 65



б)

Рис. 3. Двутавр смоделирован с помощью КЭ Solid 185, арматура и анкера – Beam188

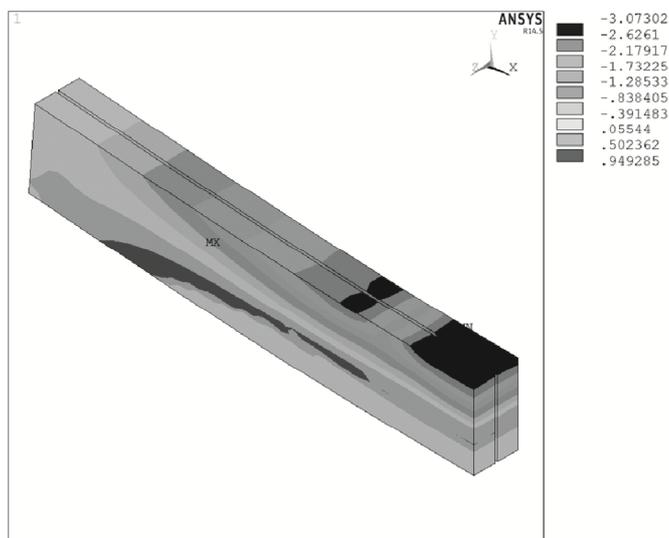


Рис. 4. Изополю напряжений балки

Численные расчеты выполнялись: для различных серий балок (рис. 4):

- а) с гибкой арматурой расположенной параллельно полкам двутавра;
- б) параллельно к верхней полке, а нижней полки – по огибающей эпюре момента;
- в) с двумя гибкими стержнями по огибающей эпюре моментов.

Класс бетона менялась от В15 до В30, класс стали двутавра от С245 до С345, класс гибкой арматуры А500С. Всего рассмотрено 29 факторов влияния, из которых 7 варьируемых (расположение и диаметр продольной арматуры, класс бетона и двутавра). При этом диаметры продольной арматуры и анкерных стержней взаимозависимые, остальные факторы – неизменные.

Численные эксперименты показывают, что схема армирования незначительно влияет на предельную несущую способность балок, несущая способность балок с арматурой по огибающей незначительно отличается от балок с традиционным армированием: $P_{ult}=18,8$ т и 18,1 т, соответственно при пролетах 2 м, а с увеличением пролета до 9, 12 – выравниваются. При вариации класса бетона от В15 до В30 получаем, что нормальные трещины в балках с В30 появляются при $P_{cr}=8,4$ кН, когда в балках В15, 20 – при $P_{cr}=6,4$ кН. На повышение несущей способности влияет как увеличение класса стали двутавра, так и увеличение диаметра арматуры (% армирования) и диаметра

анкерных стержней. Изменение шага хомутов и анкерных стержней в опорной части балки незначительно влияет на предельную несущую способность балок.

Известны методы расчета железобетонных сечений с жесткой арматурой, основанные на методе предельного равновесия [14]. Предлагаемая методика – основанная на методике для железобетонных сечений с жесткой арматурой основывается на методе предельных состояний и позволяет рассчитывать сталежелезобетонные сечения с гибкой арматурой. В отличие от метода для железобетонного сечения с жесткой арматурой предлагаемая методика позволяет рассчитывать сталежелезобетонные сечения с расположением гибкой арматуры внутри стального двутавра.

Предельный изгибающий момент вычисляется по формуле:

$$M_{ult} = 0,5R_b b x^2 + R_{yn} [W_{pr} + (r - x)t_w] + R_{sn} A_s (h_0 - x) + R_{scn} A'_s (x - a'_{sred}), \quad (1)$$

где высота сжатой зоны:

$$x = \frac{2R_{yn} t_w r + R_{sn} A_s - R_{scn} A'_s}{R_b b + 2R_{yn} t_w}, \quad (2)$$

а приведенный центр тяжести арматуры у нижней грани:

$$a_{sred} = \frac{t_f^2 b R_{yn} + (t_f + 3a_1 + 2d_s) A_s R_{sn}}{2(t_f b R_{yn} + A_s R_{sn})}. \quad (3)$$

В случае двух сосредоточенных сил (как в случае испытаний) разрушающая сосредоточенная нагрузка на балку:

$$P_{ult} = \frac{2M_{ult}}{a}. \quad (4)$$

Для оценки деформативности (прогибов) воспользуемся известной в механике формулой [14], которая для принятых сечений в момент разрушения будет иметь вид:

$$f_{ult} = \frac{5}{48} \frac{M_{ult}}{E_b I_{bx} + E_s I_s + E'_s I'_s + E_r I_r} l^2, \quad (5)$$

где:

$$I_{bx} = \frac{bx^3}{12} + \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2}\right)^2 bx - \text{момент инерции сжатой зоны бетона,}$$

$$I_s = A_s \left(\frac{h}{2} - a_s\right)^2 - \text{момент инерции растянутой гибкой арматуры,}$$

$$I'_s = A'_s \left(\frac{h}{2} - a'_s\right)^2 - \text{момент инерции сжатой гибкой арматуры,}$$

I_r – момент инерции жесткой арматуры.

В табл. 1 приведены результаты сравнения прогибов в момент разрушения, полученные по различным методикам и эксперименту.

Таблица 1

Сравнение прогибов в момент разрушения

Серия	Прогиб при разрушении f_{ult} , мм		
	Ansys	Предлагаемая методика	Эксперимент
Б-1	48 (-39,6 %)	55 (-21,8 %)	67
Б-2	92 (+43,8 %)	61 (-4,9 %)	64

В табл. 2 представлены результаты расчёта прочности сталежелезобетонных сечений в сравнение с опытными данными.

Таблица 2

Сравнение расчётных данных с опытными данными при определении несущей способности сталежелезобетонного сечения

Серия	Разрушающая нагрузка, т		
	Ansys	Методика	Эксперимент
Б-1	18,8 (+19,7 %)	16,7 (+6,4 %)	15,7
Б-2	18,2 (+18,2 %)	16,5 (+7,1 %)	15,4

Для исследования напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонной балки и особенностей сечения с арматурой по огибающей эпюры моментов изготовлены и испытаны модели балок в масштабе 1:3, которые имели длину 2000 мм, высоту 200 мм (высота и ширина балки соответствовали размерам прокатного двутавра № 20Б1).

В боковых гранях для армирования использованы арматурные стержни $\varnothing 6$ А500С (диаметр и класс арматуры, бетон приняты исходя из теоретических расчетов), анкерные стержни и хомуты – $\varnothing 6$ А240 в $\frac{1}{4}$ пролета на опоре размещены с шагом 100 мм, бетон принят В30 (рис. 5) и в средней зоне – 250 мм.

Для определения расчетных характеристик бетона были изготовлены стандартные образцы – кубики с размерами сторон 150 мм (рис. 6). При заполнении боковых граней уплотнение бетона производилось с помощью вибратора. Подготовку к испытаниям начали через 1 месяц, т.е. после приобретения бетона гостированной прочности. Опирали опытные балки осуществляли через катучие и не катучие катки ($\varnothing 40$ мм) с рабочим пролетом – 1900 мм.

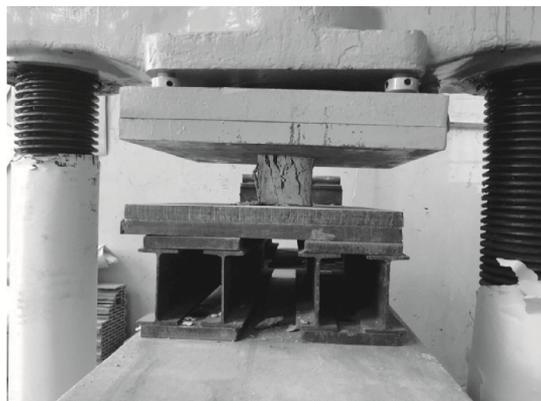


Рис. 5. Общий вид стальных балок до обетонирования Рис. 6. Испытания стандартных кубиков

Для замера осадки опор устанавливали индикаторы часового типа (ИЧ), вертикальные деформации (прогибы) балки замерялись с помощью штангенциркуля приспособленного для установки в вертикальное положение приваркой специальной пяты (рис. 7). Для измерения деформаций (напряжений) в средней (с боков, снизу и сверху) и в опорной зоне с боков наклеивались тензорезисторы с базой 20 мм на сталь и 50 мм на бетон (рис. 8).

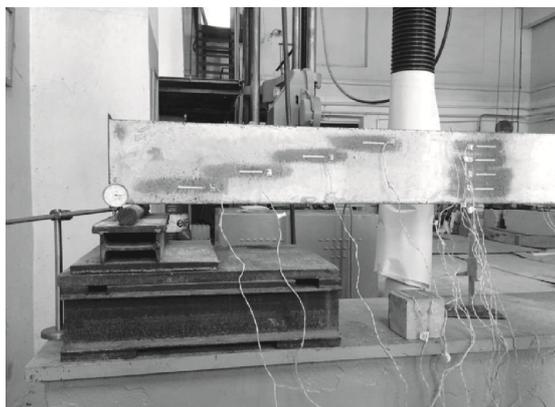
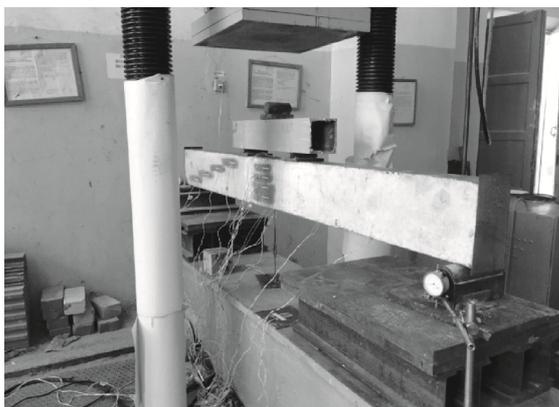


Рис. 7. Испытательный стенд с испытуемой балкой Рис. 8. Балка с наклеенными датчиками

Момент образования трещин и характер их распространения наблюдали визуально, а для замера величин раскрытия трещин использовали микроскоп МБП-2 с 24^x кратным увеличением.

Испытания моделей балок проводились в лаборатории ЖБК КГАСУ, балки испытывались по схеме свободно опертой балки двумя сосредоточенными силами в средней части пролета, приложенными на расстоянии 400 мм друг от друга через траверсу. Нагрузка создавалась посредством гидравлической системы прессы УММ 200, равномерное распределение усилий по ширине сечения обеспечивалось постановкой жестких металлических прокладок, как в опорной зоне, так и в зоне приложения сосредоточенных сил через траверсу.

В процессе испытания измерялись деформации (напряжения бетона и стали) балки, прогибы, осадки опор и ширина раскрытия трещин. Деформации бетона и стали фиксировались тензодатчиками через аппаратуру АИД 4 с магазином переключателей.

После проверки работоспособности нагрузочной и силоизмерительной систем проводилось пробное нагружение балки нагрузкой, не превышающей 20 % от допустимой разрушающей и осуществлялось в 2-3 этапа. Целью пробного нагружения являлось изучение поведения сталежелезобетонной балки под нагрузкой и первичная проверка соответствия величин измеряемых параметров к ожидаемым. После необходимой выдержки под нагрузкой балка также по порядку разгружалась до нуля. В дальнейшем испытание проводилось нагружением ступенями по 0,1 от ожидаемой разрушающей нагрузки. На ступенях во время выдержек фиксировались деформации бетона и стали, деформации опор, прогибы, характер развития и образования трещин, после появления – величина их раскрытия.

Момент образования трещин определяется визуально, а также на это и указывает тензодатчики сопротивления. Разрушающая нагрузка фиксировалась по показаниям шкалы часового типа испытательного прессы установки в момент физического разрушения образца.

Опытные образцы балок испытывали однократной кратковременной статической нагрузкой до полного разрушения с целью установления характера разрушения и закономерностей развития прогибов, деформаций бетона и стали при их совместном деформации в составе единой конструкции.

Статической нагрузкой до разрушения испытывались балки двух видов, отличающиеся разным расположением арматуры.

Во всех случаях опытные образцы балок разрушались по нормальному сечению в зоне чистого изгиба, в следствии увеличения пластических деформаций в средней части стальной балки.

Первые трещины бокового бетона, которым были замоноличены стальные двутавровые балки появились при нагрузке $0,85P_{раз}$, как правило, в сечениях под точками приложения нагрузки и имели незначительные раскрытия.

Развитие нормальных трещин (около 1 мм) в теле бокового бетона главным образом наблюдалось перед разрушением образца.

Оба способа расположения арматур балки оказались работоспособными, потому что выпучивания крайнего бетона из тела двутавровой балки не наблюдалось даже при предельных прогибах.

Общий вид, характер разрушения и трещинообразования балок, приведены на рис. 9-10.



Рис. 9. Балка серии Б1 после испытаний

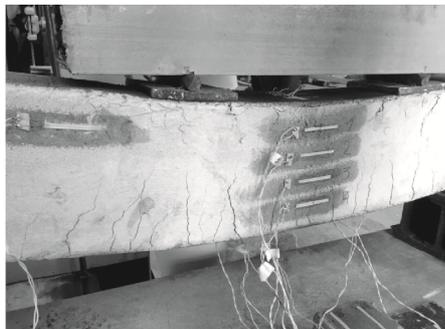


Рис. 10. Характер разрушения сталежелезобетонных балок

На рис. 11-12 приведены графики прогибов балок при численных и натуральных экспериментах.

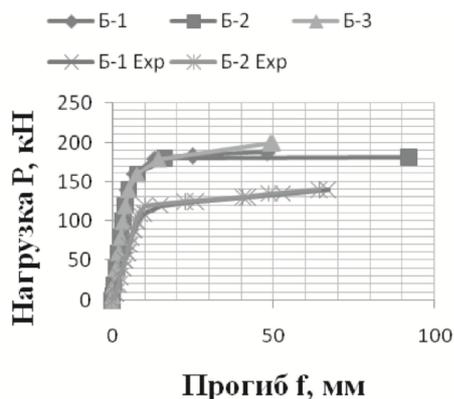


Рис. 11. График прогибов балок по результатам численных исследований

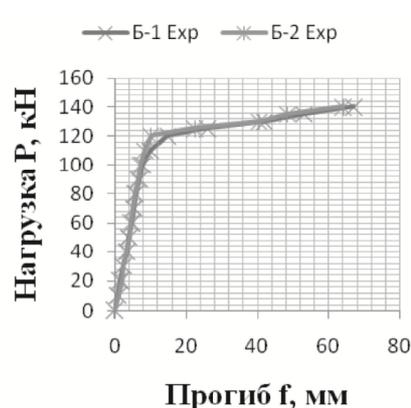


Рис. 12. График прогибов балок при натуральных испытаниях

По результатам численных исследований составлены эпюры напряжений, графики прогибов и наложены на такие же эпюры и графики по данным натуральных испытаний. Сопоставительный анализ показывает, что значения напряжений отличаются в пределах 18-20 %, а прогибов – до 43,8 %, тогда как напряжения в балках по предлагаемому методу расчета отличаются в пределах 6-7,1 %, а прогибы – до 4,9-21,8 %.

Выводы

1. Предлагаемая методика расчета прочности сталежелезобетонных балок на базе методики расчета железобетонных балок с жесткой арматурой, позволяет для инженерных целей рассчитывать сталежелезобетонные сечения с гибкой арматурой параллельно полкам и по огибающей эпюре моментов.

2. Сравнения данных по предлагаемой методике расчета прочности показывают, что они отличаются от экспериментальных данных до +7,1 %, а от ANSYS до 19,7 %.

3. Сравнения результатов испытаний, численных экспериментов сталежелезобетонных балок показывает, что расположение гибкой арматуры по огибающей эпюре моментов может дать эффект до 5-8 % по сравнению с традиционным расположением гибкой арматуры.

Список библиографических ссылок

1. Замалиев Ф. С. Выявление доэксплуатационных напряжений и деформации стальных балок – ребер сталежелезобетонного перекрытия // Вестник МГСУ. 2013. № 7. С. 33–39.
2. Замалиев Ф. С., Биккинин Э. Г. Экспериментальные исследования начального напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок и плит // Известия КГАСУ. 2015. № 2 (32). С. 139–143.
3. Замалиев Ф. С., Мирсаяпов И. Т. Учет податливости контакта слоев при расчетах прочности и малоциклового выносливости сталежелезобетонных элементов // Известия КГАСУ. 2010. № 2 (14). С. 126–133.
4. Замалиев Ф. С. Учет нелинейных свойств материалов и податливости слоев при расчете прочности сталежелезобетонных перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 5. С. 38–41.
5. BSI (2010) BS 5950-3.1.A1. Structural use of steelwork in buildings. Design in composite construction. Code of practice for design of simple and continuous composite beams. BSI, London.
6. Roger P. Janson Designers' guide to eurocode 4: design of composite steel and concrete structures EN 1994-1-1. 2011. 412 p.

7. Hadzalic E., Barucija K. Concrete shrinkage effects in composite beam// Construction of unique buildings and structures, 2014. № 11 (26). P. 85–93.
8. Kim H.-Y., Jeong Y.-J. Ultimate strength of a steel-concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting // Engineering Structures. 2010. P. 534–546.
9. Замалиев Ф. С., Биккинин Э. Г. К расчету сталежелезобетонных плит, подкрепленных ребрами // Известия КГАСУ. 2014. № 3 (29). С. 27–31.
10. Gholamhoseini A., Khanlou A., MacRae G., Scott A., Hicks S., Leon R. An experimental study on strength and serviceability of reinforced and steel fibre reinforced concrete (SFRC) continuous composite slabs // Engineering Structures. 2016. № 114 (1). P. 171–180.
11. Замалиев Ф. С., Мирсаяпов И. Т., Замалиев Э.Ф. Экспериментальные исследования податливости контакта слоев сталежелезобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях // Вестник МГСУ. 2011. № 2 (15). т. 2. С. 163–168.
12. Замалиев Ф. С., Морозов В. А. Натурные испытания и численные эксперименты сталежелезобетонного перекрытия // Вестник МГСУ. 2015. № 11. С. 58–67.
13. Замалиев Ф. С. Эксперименты на сталежелезобетонных конструкциях по выявлению фактического напряженно-деформированного состояния, вплоть до их разрушения: сб. ст. VIII академических чтений РААСН – Международной научно-технической конференции / КГАСУ. Казань, 2014. С. 88–96.
14. Бондаренко В. М. и др. Железобетонные и каменные конструкции. М. : Высш. шк., 2011. 876 с.
15. Мирсаяпов И. Г., Абдрахманов И. С. Метод расчета прочности нормального сечения деревожелезобетонного изгибаемого элемента на основе аналитических диаграмм бетона и древесины // Известия ОрелГТУ. 2017. № 3/15. С. 40–45.
16. Сталебетонная балка : пат. 152451 Рос. Федерация. № 2014123278/03 ; заявл. 06.06.2014 ; опубл. 27.05.2015, Бюл. № 15. 3 с.
17. Сталебетонная балка : пат. 155972 Рос. Федерация. № 2014152336/03 ; заявл. 12.01.2015 ; опубл. 01.10.2015, Бюл. № 30. 2 с.
18. Составная сталебетонная балка : пат. 155973 Рос. Федерация. № 2014152339/03 ; заявл. 23.12.2014 ; опубл. 23.10.2015, Бюл. № 31. 2 с.
19. Сталебетонная балка : пат. 166563 Рос. Федерация. № 2016114024/03 ; заявл. 11.04.2016 ; опубл. 10.12.2016, Бюл. № 34. 2 с.

Zamaliyev F.S. – candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: zamaliyev49@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

Calculation and experimental studies of composite steel-concrete beams

Abstract

Problem statement. The purpose of the work was to identify the stressed-deformed state of steel-reinforced concrete beams on the basis of a steel I-beam, reinforced with flexible rods along the envelope of the bending moment diagrams.

Results. By varying the strength parameters of the reinforcement and concrete, the span of the beams, considering various reinforcement options, numerical results are obtained of the bearing capacity of composite steel-concrete beams of different structures and span. Experimental studies of two series of beams have obtained the strength and deformation parameters of the tested beams. The experimental data are compared with the results of analytical calculations and computer simulation.

Conclusions. Comparison of the results of numerical studies with the data of experimental studies confirmed the good convergence of results and the profitability of reinforced concrete reinforced beams reinforced by the envelope of the moment diagrams.

Keywords: steel reinforced concrete beams, strength, deflections, numerical studies, experiments.

References

1. Zamaliev F. S. Detection of pre-operational stresses and deformation of steel beams – edges of steel-concrete overlap // Vestnik MGSU. 2013. № 7. P. 33–39.
2. Zamaliev F. S., Bikkinin E. G. Experimental studies of the initial stressed-deformed state of steel-reinforced concrete beams and slabs // Izvestiya KGASU. 2015. № 2 (32). P. 139–143.
3. Zamaliev F. S., Mirsayapov I. T. Accountability of the contact of layers in calculating the strength and low cyclic endurance of steel-reinforced concrete elements // Izvestiya KGASU. 2010. № 2 (14). P. 126–133.
4. Zamaliev F. S. Inclusion of non-linear properties of materials and layer compliance in calculating the strength of composite slabs // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2013. № 5. P. 38–41.
5. BSI (2010) BS 5950-3.1.A1. Structural use of steelwork in buildings. Design in composite construction. Code of practice for design of simple and continuous composite beams. BSI, London.
6. Roger P. Jonson Designers' guide to eurocode 4: design of composite steel and concrete structures EN 1994-1-1. 2011. 412 p.
7. Hadzalic E., Barucija K. Concrete shrinkage effects in composite beam // Construction of unique buildings and structures, 2014. № 11 (26). P. 85–93.
8. Kim H.-Y., Jeong Y.-J. Ultimate strength of a steel-concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting // Engineering Structures. 2010. P. 534–546.
9. Zamaliev F. S., Bikkinin E. G. To the calculation of steel slabs reinforced with ribs // Izvestiya KGASU. 2014. № 3 (29). P. 27–31.
10. Gholamhoseini A., Khanlou A., MacRae G., Scott A., Hicks S., Leon R. An experimental study on strength and serviceability of reinforced and steel fibre reinforced concrete (SFRC) continuous composite slabs // Engineering Structures. 2016. № 114 (1). P. 171–180.
11. Zamaliev F. S., Mirsayapov I. T., Zamaliev E. F. Experimental studies of the compliance of the contact of layers of steel-reinforced concrete structures under low-cycle loading // Vestnik MGSU. 2011. № 2 (15). vol. 2. P. 163–168.
12. Zamaliev F. S., Morozov V. A. Full-scale tests and numerical experiments of steel-reinforced concrete overlap // Vestnik MGSU. 2015. № 11. P. 58–67.
13. Zamaliev F. S. Experiments on steel-reinforced concrete structures to identify the actual stress-strain state, up to their destruction: Col. of art. of VIII academic readings RAASN – International Scientific and Technical Conference / KGASU. Kazan, 2014. P. 88–96.
14. Bondarenko V. M. Ferroconcrete and stone structures. M. : Vysh. shk., 2011. 876 p.
15. Mirsayapov I. G., Abdrakhmanov I. S. Method for calculating the strength of a normal cross-section of a wood-iron-bent element on the basis of analytical diagrams of concrete and wood // Izvestiya OrelGTU. 2017. № 3/15. P. 40–45.
16. Steel-concrete beam: patent 152451 of the Rus. Federation. № 2014123278/03 ; decl. 06.06.2014; publ. 05.27.2015. Bull. in № 15. 3 p.
17. Reinforced concrete beam: patent 155972 of the Rus. Federation. № 2014152336/03 ; decl. 12.01.2015; publ. 10.01.2015, Bull. in № 30. 2 p.
18. Compound reinforced concrete beam: patent 155973 of the Rus. Federation. № 2014152339/03 ; decl. 12.23.2014; publ. 10.23.2015, Bull. in № 31. 2 p.
19. Reinforced concrete beam: patent 166563 of the Rus. Federation. № 2016114024/03 ; decl. 11.04.2016; publ. 10.12.2016, Bull. in № 34. 2 p.