

## Анализ работы комбинированных балок в широком диапазоне нагрузок

*К.А. Будюшкина, В.С. Кузнецов, Ю. А. Мурлышева, А.С. Улямаев, Ю. А.*

*Шапошникова*

**Аннотация:** В статье получены оптимальные коэффициенты использования материалов для комбинированных балок в широком диапазоне нагрузок. Излагаются особенности проектирования сталежелезобетонных перекрытий в соответствии с СП 266.1325800.2016 «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования». Выполнены расчеты прочности, произведены сравнение и анализ результатов численного эксперимента. Установлен оптимальный коэффициент использования материалов, полученный в соответствии с указанным нормативным документом. Полученные результаты могут быть использованы при проектировании комбинированных балок различных сечений и пролетов.

**Ключевые слова:** Сталежелезобетон, перекрытия, комбинированные балки, профилированный лист, коэффициент использования материалов.

В статье рассмотрены вопросы прочности комбинированных балок перекрытия, которые запроектированы в соответствии с: СП 266.1325800.2016 «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования» для различных нагрузок, а также произведен анализ полученных результатов и сформулированы рекомендации по проектированию таких конструкций.

Монолитные железобетонные перекрытия по металлическим балкам используются при возведении различных объектов: промышленных зданий, торговых и офисных центров, автостоянок и т.п. [1, 2].

Такие перекрытия состоят из стальных балок, устанавливаемых с шагом от 1 м до 5 м, профилированного настила и железобетонной плиты (рис. 1).

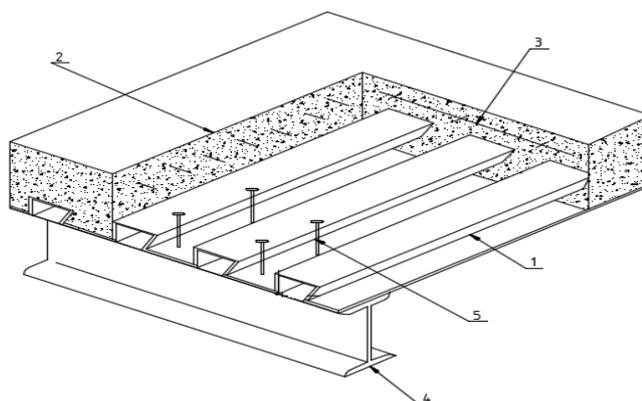


Рис. 1. Структура комбинированного перекрытия. 1 – профилированный лист; 2 – бетон; 3 – арматурная сетка; 4 – двутавр; 5 – анкер.

Достоинством таких перекрытий является применение опалубочной системы из профилированного листа, дающей возможность получения готового потолка, не требующего дополнительной отделки. При этом бетонной смеси требуется значительно меньше, чем при устройстве монолитного балочного перекрытия, а профилированный настил обеспечивает конструкцию дополнительной жесткостью [3, 4]. Указанные факторы дают возможность создания экономически выгодной и легко возводимой конструкции, что в современных тенденциях уменьшения себестоимости и сокращения сроков строительства особенно актуально [5].

В статье рассмотрены вопросы прочности комбинированных плит перекрытия в диапазоне нагрузок от 15 до 60 кгс/ м. п. для разных сечений двутавровых балок с целью получения наиболее эффективных и наименее материалоемких конструкций для зданий нормальной ответственности КС-2.

До 2017 года расчет таких конструкций производился в соответствии с СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы». В 2017 году введен нормативный документ СП 266.1325800.2016 «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования» для проектирования именно таких перекрытий, который в некоторой степени дублирует положения расчета, предлагаемые в СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы».

Объект исследования - монолитное комплексное перекрытие по шарнирно опертым прокатным балкам: 30Б1, 35Б1, 40Б1 (сталь С345,  $R_y=325$  МПа). Расчетный пролет балок 6м, шаг 3м. Бетон класса В15 ( $R_b=8,7$  МПа), профилированный настил марки Н75-700, толщиной 0,7мм, максимальная толщина железобетонной плиты 125 мм. Полная расчетная нагрузка  $q$  на

---

перекрытие варьировалась от 5,0 до 20,0 кН/м<sup>2</sup> (шаг 2,5 кН/м<sup>2</sup>). Погонная расчетная нагрузка на балку  $q$  от 15 до 60 кН/м (с шагом 7,5 кН/м).

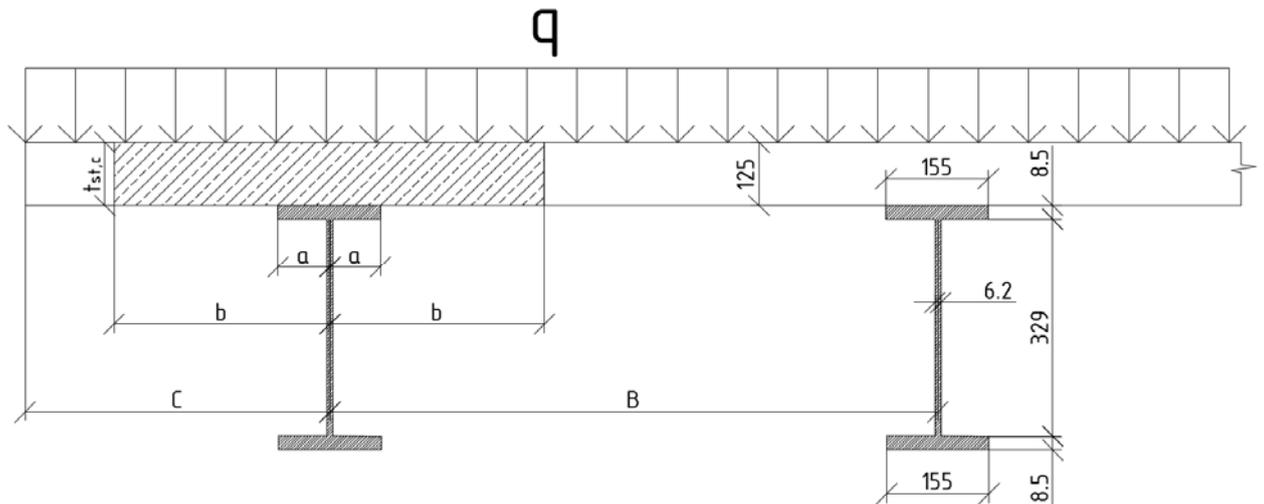


Рис. 2. Расчетная схема перекрытия с двутавром 35Б1. а - половина ширины верхнего пояса стальной балки, b - половина рабочей ширины железобетонной плиты, С - консольный свес плиты от оси стальной конструкции, В - расстояние между осями стальных балок, q - нагрузка.

В соответствии с СП 266.1325800.2016 «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования» для обеспечения прочности перекрытия должны выполняться следующие расчетные условия

1. Проверка напряжений в бетоне

$$\sigma_b = \frac{M_2}{\alpha_b \cdot W_{b,red}} - \sigma_{bt} < \gamma_{bt} \cdot R_b \quad (1)$$

2. Проверка напряжений в продольной арматуре

$$\sigma_s = \frac{M_2}{\alpha_s \cdot W_{b,red}} + \sigma_{rt} < \gamma_{st} \cdot R_s \quad (2)$$

3. Проверка напряжений в верхнем поясе стальной балки

$$\frac{M - \sigma_{bst} \cdot N_{b,s}}{W_{f2,st}} - \frac{N_{b,s}}{A_{st}} < \gamma_1 \cdot \gamma_c \cdot R_y \quad (3)$$

4. Проверка напряжений в нижнем поясе стальной балки

$$\frac{M - \sigma_{b,ст} \cdot N_{b,с}}{W_{f1,ст}} + \frac{N_{b,с}}{A_{ст}} \leq \gamma_s \cdot R_y \quad (4)$$

где  $M = M_1 + M_2$  - полный изгибающий момент (принимают так же, как и  $M_1$  и  $M_2$  с соответствующим знаком), где  $M_1 = \frac{g_1 \cdot L^2}{8}$  - изгибающий момент первой стадии работы (нагрузку воспринимает стальная часть конструкции), а  $M_2 = \frac{g_2 \cdot L^2}{8}$  - изгибающий момент второй стадии работы (нагрузку воспринимает сталежелезобетонная конструкция);

$g_1$  - погонная нагрузка на стальную балку от веса бетона и профилированного листа;

$g_2$  - погонная нагрузка на сталебетонную балку (постоянная + временная);

$L$  - расчетный пролет балки;

$\alpha_D$  - отношение модуля упругости бетона к модулю упругости стальной арматуры;

$\alpha_s$  - отношение модуля упругости стальной балки к модулю упругости стальной арматуры;

$\sigma_{bt}, \sigma_{rt}$  - уравновешенные в поперечном сталебетонном сечении напряжения, на уровне центра тяжести поперечного сечения бетона от его ползучести, усадки бетона и изменений температуры;

$\Sigma_{b,ст}$  - расстояние между центром тяжести стальной балки и центром тяжести бетонного сечения (рис. 2);

$N_{b,с}$  - нормальная сила в поперечном сталежелезобетонном сечении;

$A_{ст}$  - площадь нетто поперечного сечения стальной балки;

$W_{bred}, W_{f1,ст}, W_{f2,ст}$  - моменты сопротивления сталежелезобетонного поперечного сечения балки;

$R_y, R_b, R_s$  - расчетные сопротивления материала стальной конструкции, бетона и арматуры соответственно;

$\gamma_{bi}, \gamma_c, \gamma_{si}$  - коэффициенты, принимаемые согласно п. 4.3.5 (СП 266.1325800.2016 «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования»).

Вычисленные коэффициенты  $K$  для установленного диапазона нагрузок и различных сечений балок приведены в таблице 1.

Таблица 1.

Коэффициенты использования ( $K_b, K_c, K_v, K_H$ ) комбинированных балок разных сечений в диапазоне нагрузок от 15 до 60 кН/м, полученный из (1, 2, 3, 4) соответственно.

Двутавр	Коэффициент использования	Нагрузка, кН/м						
		15	22.5	30	37.5	45	52.5	60
30Б1	$K_b$	0.3	0.39	0.54	0.7	0.85	1.01	1.16
	$K_c$	0.23	0.31	0.43	0.55	0.67	0.79	0.91
	$K_v$	0.36	0.39	0.43	0.48	0.52	0.57	0.61
	$K_H$	0.46	0.66	0.86	1.05	1.25	1.45	1.65
35Б1	$K_b$	0.12	0.15	0.22	0.28	0.34	0.4	0.47
	$K_c$	0.09	0.12	0.17	0.22	0.27	0.32	0.37
	$K_v$	0.15	0.18	0.2	0.24	0.27	0.31	0.34
	$K_H$	0.34	0.5	0.65	0.8	0.95	1.1	1.25
40Б1	$K_b$	0.08	0.13	0.18	0.24	0.29	0.34	0.39
	$K_c$	0.06	0.1	0.14	0.18	0.22	0.27	0.31
	$K_v$	0.11	0.14	0.17	0.2	0.23	0.27	0.3
	$K_H$	0.25	0.37	0.48	0.59	0.71	0.82	0.94

Примечание:  $K_b$  – коэффициент использования бетона,  $K_c$  – коэффициент использования продольной арматуры,  $K_v$  – коэффициент использования материала в верхнем поясе балки,  $K_n$  – коэффициент использования материала в нижнем поясе балки.

Изменение коэффициентов использования для каждого из рассмотренных двутавров приведено на графиках 1, 2, 3.

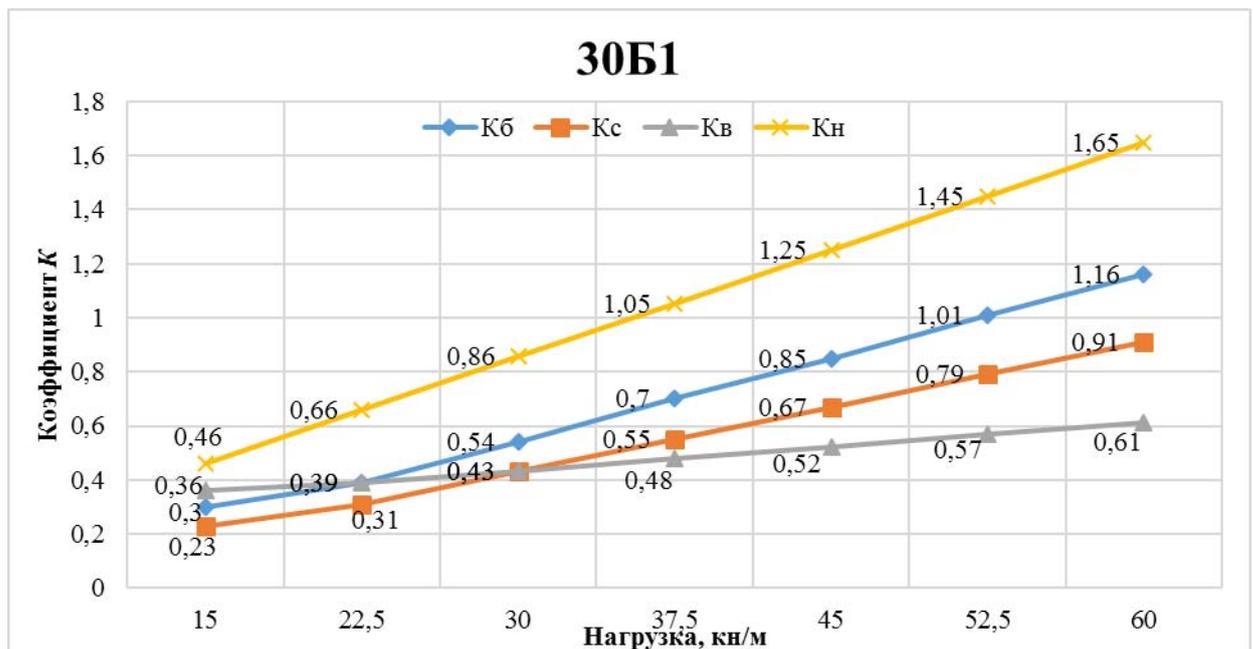


Рис. 3. Зависимость коэффициентов использования  $K$  от полной расчетной нагрузки для двутавра 30Б1 (рекомендуемый диапазон  $K = 0,6–0,95$ ).

Из графика видно, что при увеличении нагрузок от 15 до 60 кН/м коэффициент использования бетона  $K_b$  возрастает от 0,3 до 1,16 или в 3,8 раз. Коэффициент использования продольной арматуры  $K_c$  возрастает в 3,9 раз. Коэффициент использования материала в верхнем поясе стальной балки  $K_v$  возрастает в 1,7 раз и не превышает 1 при максимальной нагрузке 60 кН/м. Коэффициент использования материала в нижнем поясе стальной балки  $K_n$  возрастает в 3,6 раз и начинает превышать 1 при 37 кН/м.

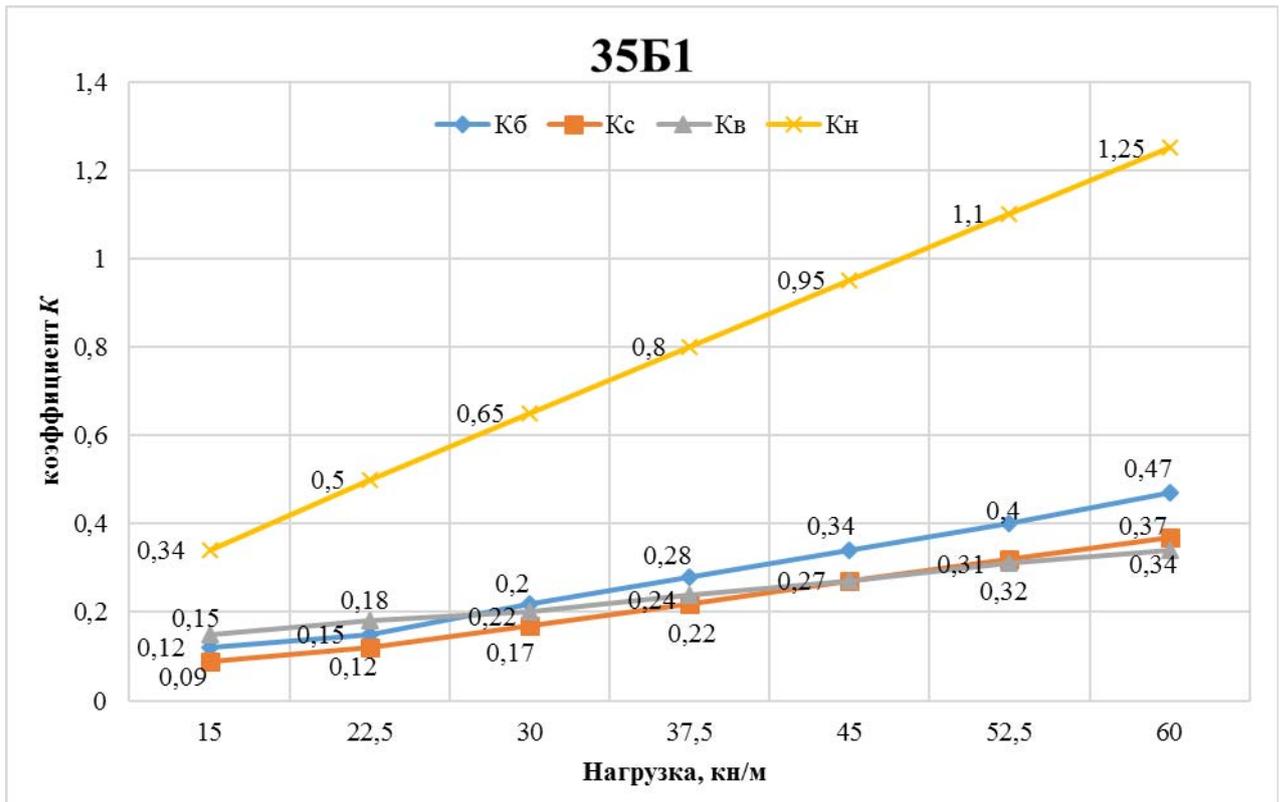


Рис. 4. Зависимости коэффициентов использования  $K$  от полной расчетной нагрузки для двутавра 35Б1 (рекомендуемый диапазон  $K = 0,6–0,95$ ).

Коэффициенты использования бетона  $K_6$ , продольной арматуры  $K_c$ , материала в верхнем поясе стальной балки  $K_в$  при увеличении нагрузки от 15 до 60 кН/м. практически одинакова, расхождение составляют 28%, а коэффициент использования материала в нижнем поясе стальной балки  $K_н$  возрастает от 0,34 до 1,25 и превышает 1,0 при нагрузке 50 кН/м.

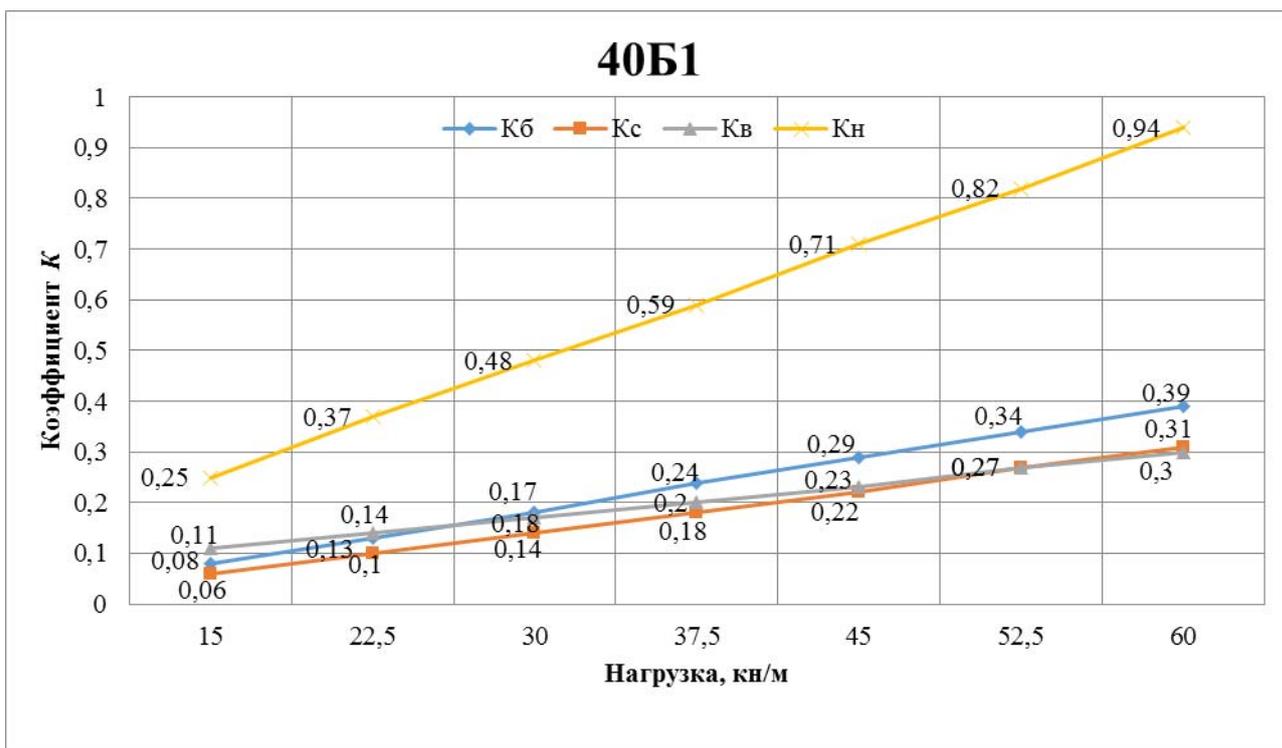


Рис. 5. Зависимости коэффициентов использования  $K$  от полной расчетной нагрузки для двутавра 40Б1 (рекомендуемый диапазон  $K = 0,6–0,95$ ).

Коэффициенты использования бетона  $K_b$ , продольной арматуры  $K_c$ , материала в верхнем поясе стальной балки  $K_v$  при увеличении нагрузки от 15 до 60 кН/м.п. практически одинаковы, расхождения составляют 23 %, а коэффициент использования  $K_n$  возрастает от 0,25 до 0,94 и не превышает 1 при максимальной нагрузке 60 кН/м.

Из графиков видно, что для двутавров 30Б1 и 35Б1 коэффициент использования материала в нижнем поясе балки  $K_n$  превышает 1,0, что говорит о необходимости увеличения сечения нижнего пояса балки для перераспределения усилий между составляющими элементами (плитой и стальной балкой) и для одновременного достижения рекомендуемых коэффициентов использования во всех элементах перекрытия.

## Выводы.

1. Достижение при проектировании коэффициентов использования материалов ( $K=0,6-0,95$ ) для всех элементов, входящих в состав перекрытия, обеспечивают высокие показатели конструкции: надежность, прочность и долговечность, при снижении затрат на строительство и сокращении сроков работ.

3. Результаты данного исследования можно распространить и на другие типы сечений балок, диапазоны пролетов и нагрузок.

### Литература

1. Бабалич В.С., Андросов Е.Н. Сталежелезобетонные конструкции и перспектива их применения в строительной практике России // Успехи современной науки. – 2017. - №4. – С. 205-208.

2. Егоров П.И., Королев С.А. Сталежелезобетонные перекрытия // Дальний восток: проблемы развития архитектурно-строительного комплекса. – 2015. - №1. – С.310-313.

3. Тамразян А.Г., Арутюнян С.Н. К учету профилированного настила как рабочей арматуры при расчете монолитных сталежелезобетонных плит перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. - №7. – С. 64-68.

4. Тамразян А.Г., Арутюнян С.Н. К оценке надежности сталежелезобетонных плит перекрытий с профилированными настилами // Вестник гражданских инженеров. – 2015.- №6 – С.52-57.

5. Постанен С. О., Березкина А. Ю., Комиссаров В. В., Постанен М. О. Сталежелезобетонные перекрытия по профилированному стальному настилу // Молодой ученый. — 2016. — №26. — С. 74-76. — URL:[moluch.ru/archive/130/36140](http://moluch.ru/archive/130/36140)

6. Замалиев Ф.С. Учет нелинейных свойств материалов и податливости слоев при расчете прочности сталежелезобетонных перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. - №5. – С.38-40.
7. Беляев А.В. К расчету трехслойных железобетонных плит перекрытий. // Инженерный вестник Дона. 2015. №1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1p2y2015/2815.
8. Земляков Ю.А., Кубасов А.Ю. Техничко-экономическое сравнение вариантов усиления железобетонных балок перекрытия. // Инженерный вестник Дона. 2017. №1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2018/4676.
9. Замалиев Ф.С. К расчету сталежелезобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2016. - №3. – С.129-134.
10. Ziad Bayasi M., Zeng J. Composite Slab Construction Utilizing Carbon Fiber Reinforced Mortar // Structural Journal. 1997. №4. pp. 442-446.
11. Zulpuev A.M., Baktygulov K. Two-dimensional model of calculation of reinforcedconcrete composite beams by the method of concentrated deformations // ARPN Journal of engineering and applied sciences. – 2017. - №4 - pp. 1030-1037.

### References

1. Babalich V.S., Androsov E.N. Uspehi sovremennoy nauki. 2017. №4. pp. 205-208.
2. Egorov P.I., Korolev S.A. Dalniy vostok: problemyi razvitiya arhitekturno-stroitel'nogo kompleksa. 2015. №1. pp.310-313.
3. Tamrazyan A.G., Arutyunyan S.N. Promyishlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo. 2016. №7. pp. 64-68.
4. Tamrazyan A.G., Arutyunyan S.N. Vestnik grazhdanskih inzhenerov. 2015. №6. pp.52-57.



5. Postanen S. O., Berezkina A. Yu., Komissarov V. V., Postanen M. O. Molodoy ucheniy. 2016. №26. pp. 74-76.  
URL: [moluch.ru/archive/130/36140](http://moluch.ru/archive/130/36140)
6. Zamaliev F.S. Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo. 2013. №5. pp.38-40.
7. Belyaev A.V. Inženernyj vestnik Dona (Rus), 2015. №1. URL: [ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1p2y2015/2815](http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1p2y2015/2815).
8. Zemlyakov YU.A., Kubasov A.YU. Inženernyj vestnik Dona (Rus), 2017. №1. URL: [ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2018/4676](http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2018/4676).
9. Zamaliev F.S. Izvestiya Kazanskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. 2016. №3. pp.129-134.
10. Ziad Bayasi M., Zeng J. Structural Journal. 1997. №4. pp. 442-446.
11. Zulpuev A.M., Baktygulov K. ARPN Journal of engineering and applied sciences. 2017. №4. pp. 1030-1037.