

## Трещиностойкость и деформативность сталефибротуфобетонных сборно-монолитных изгибаемых элементов

*Ю.М. Хасауов, А.М. Хасауов, М.Х. Мисиров,  
О.М. Хутуев, К.Х. Пиуков*

*Кабардино-Балкарский государственный университет, Нальчик*

**Аннотация:** В работе приведены результаты экспериментальных исследований трещиностойкости и деформативности сталефибротуфобетонных (СФТБ) сборно-монолитных изгибаемых элементов на основе туфового заполнителя Каменского месторождения Кабардино-Балкарской Республики. На основе анализа полученных данных выведена корреляционная зависимость и выявлен характер и степень влияния различных факторов на трещиностойкость и деформативность сборно-монолитных комбинированно армированных изгибаемых элементов.

**Ключевые слова:** Сталефибротуфобетон, сборно-монолитный, зональное размещение, комбинированное армирование, приведенное армирование, прочность монолитного бетона, корреляционная зависимость, трещиностойкость, деформативность, факторы, параметры комбинированного армирования.

Одними из рациональных областей применения монолитного железобетона являются сборно-монолитные перекрытия многоэтажных и одноэтажных зданий различного назначения.

Конструкции сборно-монолитных перекрытий позволяют широко использовать принцип зонального размещения материалов в их сечениях, в том числе, различных легких бетонов. Использование бетонов на основе легких заполнителей, по сравнению с тяжелыми, способствует уменьшению массы зданий и сооружений, соответственно, повышению сейсмостойкости, снижению стоимости транспортных и монтажных операций. Кроме того, достоинством таких конструкций является то, что материалы в них можно рационально расположить в соответствии с распределением усилий. В комплексных сечениях изгибаемых конструкций, наряду с бетонами высокой прочности, возможно использование легких бетонов невысокой прочности, имеющих, к тому же, высокую звуко- и теплоизолирующую способность. Однако при этом может возникнуть необходимость поиска решений по повышению трещиностойкости и увеличению жесткости

---

изгибаемых элементов, связанная с низким модулем упругости легких бетонов.

Работами многих авторов [1-3], занимавшихся исследованием свойств сталефибробетона, доказано, что использование фибрового армирования в растянутой зоне изгибаемых элементов значительно увеличивает прочность нормальных сечений, отодвигает момент образования трещин, увеличивает жесткость сечений.

Причем, полная замена стержневой арматуры на стальную фибру не предлагается ввиду того, что последняя не может обеспечить необходимую прочность при высоких нагрузках. Наиболее обосновано применение так называемого комбинированного армирования стержневой и фибровой арматурой [4].

Модуль упругости легких бетонов может быть повышен за счет их армирования стальными фибрами [5,6]. Имеются также сведения об усилении опорных зон ребристых плит из шлакопемзобетона стальными фибрами [7].

Рациональное использование прочности материалов в сборно-монолитных железобетонных конструкциях предложено в работе [8].

Ранее, в работе автора [9] обосновано условие рационального размещения комбинированно армированных (стержнями и фибрами) сборных элементов в сборно-монолитных конструкциях. Очевидно, верхний (монолитный) слой целесообразно выполнять из легких бетонов невысокой прочности, а нижний (сборные элементы) - из сталефибробетона на основе легких бетонов более высокой прочности. Так как послойная укладка бетона различного состава в монолитную конструкцию достаточно проблематична, комбинированно армировать предлагается сборный элемент на всю высоту поперечного сечения.

---

Учитывая вышеизложенное, а также малоизученность данного вопроса, исследование работы сборно-монолитных комбинированно армированных конструкций (стержнями и фибрами) из легкого бетона, в частности туфобетона, является актуальным и может иметь практическое значение.

С целью исследования трещиностойкости и деформативности туфобетонных сборно-монолитных комбинированно армированных изгибаемых элементов в зависимости от процентного содержания фибр в сборном туфобетонном элементе, размеров сборного элемента, и прочности монолитного туфобетона было испытано 28 опытных образцов балок.

Согласно плану многофакторного эксперимента, который был разработан с учетом методики работы [10], испытанию подверглись опытные образцы балок с традиционным и комбинированным армированием. В качестве варьируемых факторов были приняты: коэффициент приведенного армирования сборного элемента по площади  $\mu_{fa}$ , прочность бетона омоноличивания  $R_m$  и соотношение  $h_{of}/h_{os}$  ( $h_{of}$  – рабочая высота сборно-монолитного сечения при фибровом армировании сборного элемента без учета стержневой арматуры,  $h_{os}$  – рабочая высота сборно-монолитного сечения при стержневом армировании без учета фибр) (см. рисунок 1).

Для изготовления экспериментальных балок был использован состав сталефибробетона, подобранный и оптимизированный ранее авторами в работе [6].

Конструкция опытных образцов представлена на рисунке 1. Стальная фибра использовалась такая же, как в работе [6]. Для выявления доли фибрового армирования в работе исследуемых конструкций коэффициент стержневого армирования сборно-монолитных сечений был выбран постоянным для всех образцов  $\mu_s = 0,0039$ . Соответственно, для образцов балок различной высоты стержневая арматура принята диаметром 8, 10 и 12 мм из стали класса А400. Армирование образцов приведено на рисунке.1.

---

С учетом того, что часть растягивающих усилий воспринимают фибры, соблюдалось условие  $\mu_R > \mu_S$ .

С целью создания зоны чистого изгиба, испытание производилось по стандартной схеме, с приложением сосредоточенных сил в третях расчетного пролета 1,65 м свободно опертых однопролетных балок. Для определения места и момента образования трещин после каждой ступени нагружения анализировались показания тензометрических датчиков, расположенных цепочкой на нижней грани образцов. Перед образованием трещин наблюдалась неустойчивая картина распределения деформаций растянутых граней балок.

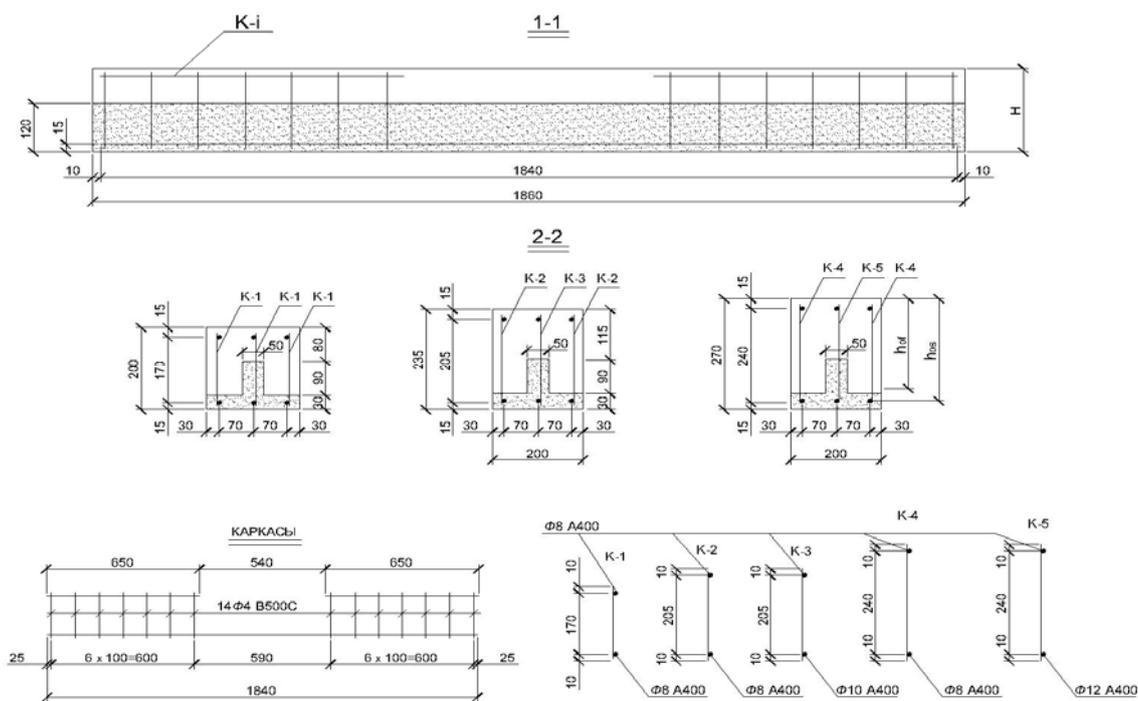


Рис.1. Схема армирование опытных образцов.

В сечениях, где в дальнейшем образовывались трещины, происходило интенсивное развитие пластических деформаций, о чем свидетельствовало резкое расхождение в приращениях показаний соседних тензометрических датчиков. На очередной ступени нагружения, при визуальном наблюдении с помощью микроскопа на побеленной грани балок фиксировались трещины шириной раскрытия, примерно, 0,01÷0,02 мм.

При обработке данных испытаний момент образования трещин уточнялся по диаграммам "М - f" (рис.2).

Прогибы образцов, армированных комбинированно, оказались гораздо меньшими (до 40%) чем у эталонных образцов (рис.2).

В процессе испытаний, по мере увеличения нагрузки, на боковых поверхностях элементов фиксировалось положение и развитие трещин. Это позволило отметить некоторые особенности в картине трещинообразования комбинированно армированных элементов.

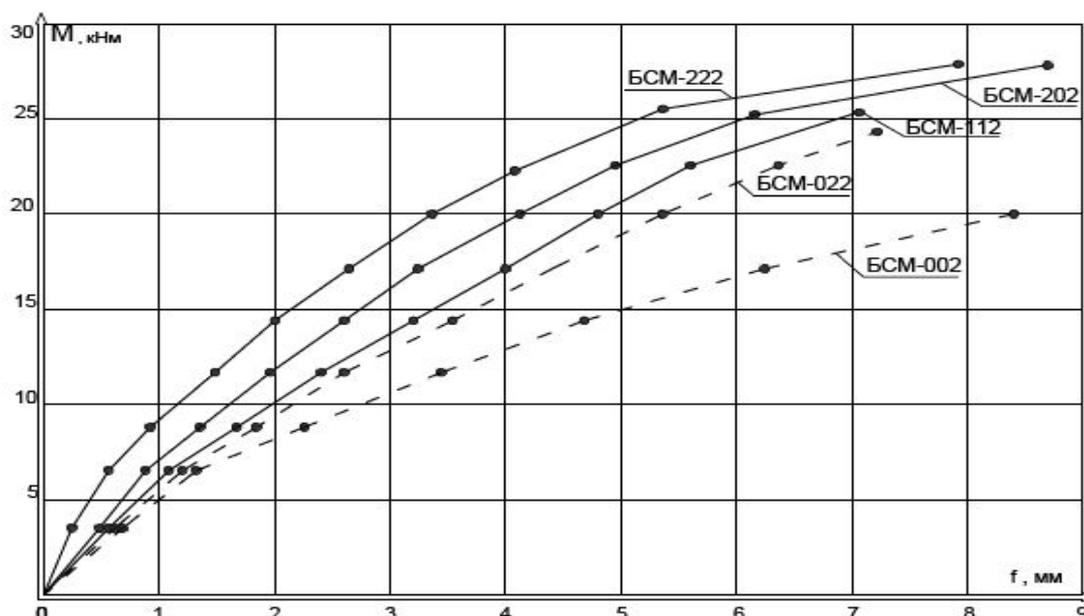


Рис. 2. Зависимость прогибов сборно-монолитных элементов от изгибающих моментов

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элементов  $a_{crc}$ , в зависимости от усилия  $M$  приведена на рис.3. Анализ зависимостей  $M - a_{crc}$  показывает, что усилие  $M$ , при котором трещины имеют ширину раскрытия  $a_{crc} = 0,1$  мм, увеличивается за счет фибрового армирования ( $\mu_{fv} = 2\%$ ) на 27-52%. В отличие от образцов без фибрового армирования (БСМ-020) в комбинированно армированных элементах (БСМ-220)

закреплено увеличение количества трещин в 1,5-2 раза и соответственно, умень-

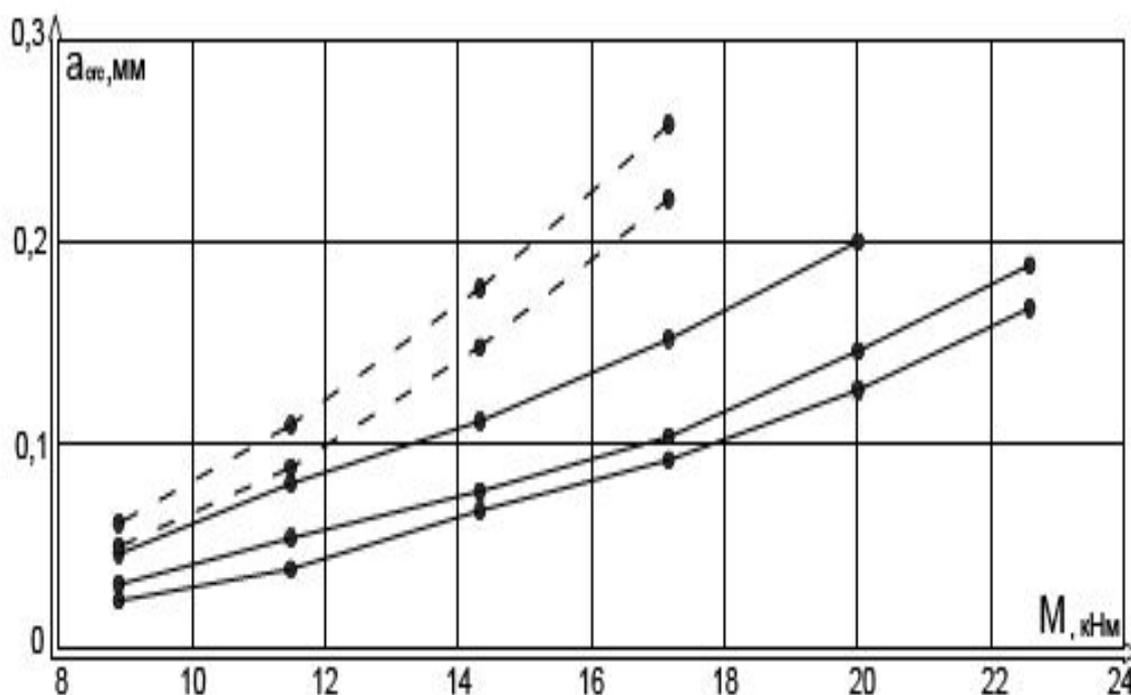


Рис. 3. Зависимость ширины раскрытия трещин сборно-монолитных элементов от изгибающих моментов

шение расстояния между ними и высоты их прорастания в сторону сжатой зоны, что может свидетельствовать о более активном включении СФТБ в работу на растяжение по сравнению с туфобетоном.

Из графиков (рис.3) видно, что на всех этапах нагружения ширина раскрытия трещин  $a_{crc}$ , при одинаковых усилиях  $M$ , меньше в комбинированно армированных элементах (до 1,52 раза).

Моменты образования трещин сборно-монолитных туфожелезобетонных элементов приведены в табл.1, из которой видно, что

фибровое армирование  $\mu_{fv} = 2\%$  их сборной части способствовало повышению величины  $M_{crc}$  на 7-16%.

Отношение величины усилия, вызывающего образование трещин  $M_{crc}$  к разрушающему  $M_u$  для комбинированно армированных элементов составило 0,21-0,25; для эталонных образцов - 0,24-0,29. Некоторое падение уровня  $M_{crc}/M_u$ , при котором образуются трещины в комбинированно армированных балках по сравнению с эталонными, при больших абсолютных значениях момента трещинообразования  $M_{crc}$  первых, объясняется более существенным увеличением за счет фибрового армирования ( $d_f = 1$  мм,  $l_f = 100$  мм) разрушающего усилия  $M_u$  по сравнению с  $M_{crc}$ . Таким образом, экспериментально установлено, что в результате комбинированного армирования сборно-монолитных туфобетонных элементов момент образования трещин увеличился до 16%.

На основе методики, изложенной в работе [10], которая была использована при планировании эксперимента, получена корреляционная зависимость и выявлен характер и степени влияния варьируемых в исследованиях факторов на трещиностойкость и деформативность сборно-монолитных комбинированно армированных изгибаемых элементов.

Для анализа экспериментальных данных в качестве зависимой переменной использовалось относительное значение момента образования трещин  $M_{crc} / bh^2 A_s$ .

Момент образования трещин нормальных к продольной оси элемента сечений можно оценить по формуле:

$$M_{crc} = Bh^2 A_s (2555,6 \mu_{fa} + 3,74R - 1640,5 h_{of}/h_{os} + 1642,3) \quad (1)$$

Влияние прочности монолитного бетона на величину  $M_{crc}$  в 2 раза слабее по сравнению с  $\mu_{fa}$ . За счет фибрового армирования ( $\mu_{fa} = 0,0144$ ) момент образо-

вания нормальных трещин исследованных изгибаемых элементов увеличился на  $11,0 \div 20,0\%$ .

Причем наибольшее увеличение  $M_{срс}$  соответствует образцам с нижними уровнями двух других факторов  $R_m = 9,9$  МПа и  $h_{of} / h_{ос} = 0,86$ .

Результаты испытаний сборно-монолитных Таблица 1  
туфо железобетонных элементов на изгиб

Марка серии	Высота сечения, см	$A_s, \text{см}^2$	$\mu_{fv}, \%$	$M_{срс}, \text{кНм}$	$M_{срс}^d, \text{кНм}$	$\frac{M_{срс,m}^{exp} - M_{срс}^d}{M_{срс,m}^{exp}}, \%$
БСМ - 222	27,2	2,026	2	7,71	7,71	0
БСМ - 022	27,5	2,026	0	6,72	6,726	-0,1
БСМ - 202	27,5	2,026	2	7,08	7,36	-3,6
БСМ - 002	26,9	2,026	0	6,05	5,90	2,5
БСМ - 220	20,5	1,451	2	3,85	3,90	-0,85
БСМ - 020	20,1	1,451	0	3,35	3,36	-0,2
БСМ - 200	19,4	1,451	2	3,39	3,31	2,4
БСМ - 000	20,5	1,451	0	3,27	3,36	-3,0
БСМ - 211	23,7	1,714	2	5,26	5,40	-2,67
БСМ - 011	23,1	1,714	0	4,59	4,44	3,26
БСМ - 121	23,1	1,714	1	4,69	4,93	-5,1
БСМ - 101	23,8	1,714	1	4,58	4,87	-6,24
БСМ - 112	27,4	2,026	1	6,91	6,95	-0,6
БСМ - 110	20,3	1,451	1	3,43	3,53	-3,0

Увеличение прочности монолитного бетона на 45% способствовало повышению  $M_{сгс}$  на  $2 \div 11\%$ . С уменьшением соотношения  $h_{of} / h_{os}$  на 0,04 момент образования трещин увеличился на  $25 \div 30\%$  в образцах без фибрового армирования и на  $25 \div 35\%$  при фибровом армировании ( $\mu_{fa}=0,0144$ ). Здесь наблюдается эффект парного взаимодействия  $\mu_{fa}$  и  $h_{of} / h_{os}$ , т.е. при фибровом армировании усиливается влияние соотношения  $h_{of} / h_{os}$ .

Степень влияния факторов на момент образования трещин, нормальных к продольной оси элемента, представлена на рисунке 4.

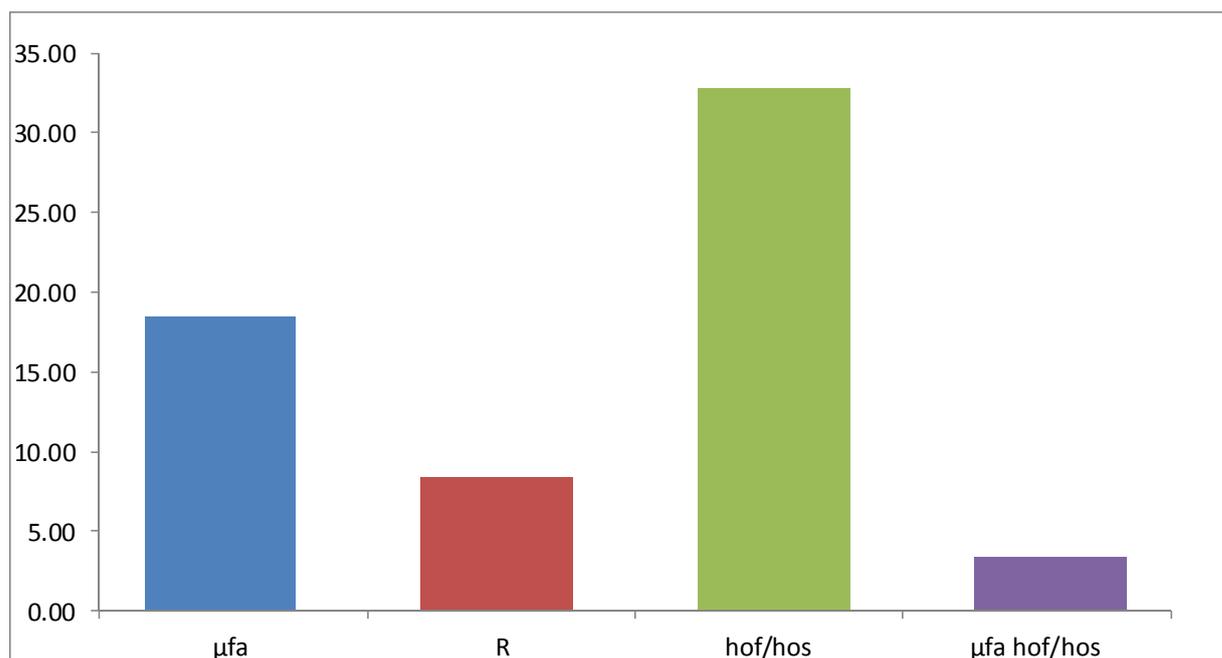


Рис.4. Степень влияния факторов на момент образования трещин, нормальных к продольной оси элемента

**Выводы:**

1. Армирование сборных элементов изгибаемых сборно-монолитных конструкций из туфобетона стержнями и фибрами позволяет существенно повысить их трещиностойкость и увеличить жесткость.

2. Параметры комбинированного армирования сборных элементов, назначение их геометрических размеров, а также, размеров сечений изгибаемых сборно-монолитных конструкций из туфобетона в целом можно назначать с учетом корреляционных зависимостей для оценки трещиностойкости, полученных по результатам данных исследований.

### Литература

1. Васильев Е.Б., Захаров Л.В. Балки со слоями из дисперсно-армированного цементно-полимерного бетона // Бетон и железобетон. 1978. №9. С.25-27.

2. Jahlenius A. Steel fibres as shear reinforcement in concrete beams // Nordisk Betong. 1982. №2. V4. P. 239-241.

3. Гетун Г.В., Лысенко Е.Ф., Хасаюв Ю.М. Напряженно-деформированное состояние железобетонных изгибаемых элементов, усиленных в растянутой зоне слоем сталефибробетона // Всесоюзная научно-техническая конференция «Нелинейные методы расчета железобетонных пространственных конструкций». Белгород, 1986. С.22-23.

4. Эйзеншмидт Р.О. Деформативность изгибаемых сталефибробетонных балок, имеющих фибровое и комбинированное армирование при длительном действии нагрузки: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Рига, 1983. 20 с.

5. Hannant D.I. Steel fibres and lightweight beams // Concrete. 1972. V.6. №8. P. 38-40.

6. Хасаюв Ю.М., Джанкулаев А.Я., Мисиров М.Х., Жилоков И.Б., Мазанов К.А. Эффективность армирования туфобетона стальной фиброй //

Инженерный вестник Дона, 2018. №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2018/4895.

7. Черноусов Н.Н. Ребристые плиты из мелкозернистого шлакопемзобетона с дисперсным армированием стальными фибрами опорных зон продольных ребер: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Воронеж, 1987. 17 с.

8. Кириллов А.П., Черняк Т.В., Рубин О.Д. Особенности сопротивления сборно-монолитных железобетонных конструкций, возводимых поэтапно // Энергетическое строительство, 1986, № 7.

9. Yu.M. Khasauov. Rational placement of a steel fiber in sections of the combined and monolithic bent reinforced concrete elements// Materials Science Forum. 2018. T. 931 MSF. C358-361

10. Налимов В.В., Чернова Н.А. Статистические методы планирования экстремальных экспериментов. М.: Наука, 1965. 201 с.

### References

1. Vasil'ev E.B., Zaharov L.V. Balki so sloâmi iz dispersno-armirovannogo cementno-polimernogo betona. Beton i železobeton. 1978. №9. pp. 25-27.

2. Jahlenius A. Steel fibres as shear reinforcement in concrete beams. Nordisk Betong. 1982. №2. V4. pp. 239-241.

3. Getun G.V., Lysenko E.F., Hasauov Ū.M. Naprâženno-deformirovannoe sostoânie železobetonnyh izgibaemyh èlementov, usilennyh v rastânutoj zone sloem stalefibrobetona.[ Stress-deformed state of reinforced concrete bending elements reinforced in the stretched zone by a layer of steel fibre concrete]. Vsesoûznaâ naučno-tehničeskaâ konferenciâ «Nelinejnye metody rasčeta železobetonnyh prostranstvennyh konstrukcij». Belgorod, 1986. pp. 22-23.

4. Èjzenšmidt P.O. Deformativnost' izgibaemyh stalefibrobetonnyh ba-lok, imeûših fibrovoe i kombinirovannoe armirovanie pri dlitel'nom dejstvii nagruzki

---

[Deformability of bending steel-fibre-concrete beams having fibre and combined reinforcement at prolonged load action]: avtoref.dis. ... kand.tehn.nauk. Riga, 1983. 20p.

6. Hasauov Ū.M., Džankulaev A.Â., Misirov M.H., Žilokov I.B., Mazanov K.A. Inženernyj vestnik Dona, 2018. №2. URL:ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1p2y2018/4895.

7. Černousov N.N. Rebristyje plity iz melkozernistogo šlakopemzobetona s dispersnym armirovaniem stal'nymi fibrami opornyh zon prodol'nyh reber [Ribbed plates made of fine-grained slag concrete with dispersed reinforcement by steel fibres of support zones of longitudinal ribs]: avtoref. dis. kand. tehn. nauk. Voronež, 1987.17 p.

8.Kirillov A.P., Černâk T.V., Rubin O.D. Ènergetičeskoe stroitel'stvo, 1986, №7.

9. Yu.M. Khasauov. Rational placement of a steel fiber in sections of the combined and monolithic bent reinforced concrete elements. Materials Science Forum. 2018. T. 931. MSF. pp.358-361.

10.Nalimov V.V., Černova N.A. Statističeskie metody planirovaniâ èkstremal'nih èksperimentov [Statistical methods of planning extreme experiments ]. M.:Nauka, 1965. 201 p.