

## Расчет слоистых железобетонных балок по первой и второй группе предельных состояний

*Д.Р. Маилян<sup>1</sup>, Г.В. Несветаев<sup>1</sup>, Н.А. Коллеганов<sup>2</sup>*

<sup>1</sup>Донской государственной технической университет, Ростов-на-Дону  
<sup>2</sup>ЗАО «КБ Ивлева» НПФ «Геотекспроектстрой», Ставрополь

**Аннотация:** Слоистые железобетонные балки из разномодульных бетонов все шире применяются в инженерной практике. Пошагово-итерационный метод в сочетании с численным интегрированием при расчете таких конструкций с использованием нелинейной деформационной модели и реальных диаграмм деформирования является рациональным решением, несмотря на отсутствие в настоящее время общепризнанного подхода к оценке напряженно-деформированного состояния сечений слоистых балок. В статье разработаны предложения по определению момента трещинообразования и прогибов слоистых железобетонных балок как функции предельной деформации краевого растянутого волокна и закономерности изменения кривизны от уровня нагружения с учетом деформационных свойств бетонов.

**Ключевые слова:** слоистые железобетонные балки, момент трещинообразования, кривизна, прогиб.

Применение полных диаграмм деформирования, учитывающих особенности деформационных свойств бетонов, позволяет выполнять расчеты железобетонных балок из модифицированных бетонов, в т.ч. слоистых из разномодульных бетонов [1]. Использование в растянутой и сжатой зоне балок бетонов с различными прочностными и деформационными характеристиками обеспечивает возможность эффективно использовать свойства бетона и создавать рациональные конструкции регулированием их параметров [2, 3]. СП 63.13330-2018 предписывает «расчет по прочности нормальных сечений железобетонных элементов... производить на основе нелинейной деформационной модели», что широко применяется для конструкций со смешанным [4, 5] и комбинированным армированием [6], сборно-монолитных сечений [7], статически неопределимых конструкций [8] и балочных систем [9], в т.ч. при малоцикловом нагружении [10], а также при использовании в конструкциях различных бетонов [11,12]. При этом, согласно п. 6.1.23 СП 63.13330-2018 «для определения напряженно-деформированного состояния (НДС) сжатой зоны бетона используют диаграммы состояния сжатого бетона,

приведенные к непродолжительному действию нагрузки..., в качестве наиболее простой используют двухлинейную диаграмму состояния бетона», а связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры принимают в виде диаграмм ... деформирования» (п. 8.1.20). Применение нелинейной деформационной модели является наиболее рациональным решением, построенном на пошагово-итерационном методе с использованием реальных диаграмм деформирования [13] в случае слоистых балок с разномодульными бетонами по высоте сечения. Тем не менее, для слоистых балок в настоящее время нет общепризнанного подхода к оценке НДС сечений.

Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы обеспечивает оценку деформаций (прогибов) с точки зрения нормальной эксплуатации и ширины раскрытия трещин как одного из основных факторов обеспечения долговечности. Момент трещинообразования изгибаемого элемента при отсутствии продольной силы определяется с учетом неупругих деформаций растянутого бетона по СП 63.13330.2018, как:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = \gamma \cdot R_{bt,ser} \cdot W_{red} = 1,3 \cdot R_{bt,ser} \cdot W_{red} . \quad (1)$$

Поскольку в этом случае принимается  $\gamma = const$ , то не учитываются особенности деформационных свойств, обусловленных рецептурно-технологическими факторами различных бетонов [14], что приводит к различию между экспериментальными и расчётными моментами трещинообразования [14,15]. По данным [16] значение  $\gamma$  может изменяться от 1,549 до 1,825 для бетонов классов от В20 до В60 при коэффициенте армирования от 0,1 до 1,0 %. Представленная в [15] зависимость коэффициента  $\gamma$  от призменной прочности бетона для бетонов с прочностью от 20 до 50 МПа дает значения  $\gamma$  от 1,55 до 1,25. При расчете момента трещинообразования по нормам принят ряд допущений, которые и предопределяют недостатки этой методики [17]. При оценке момента трещинообразования слоистых балок, особенно из

---

разномодульных бетонов, принятые в нормах допущения могут приводить к значительному различию реальных и теоретических значений моментов трещинообразования, в связи с чем очевидна целесообразность исследований и совершенствования методов расчета моментов трещинообразования таких конструкций. Как отмечено в [17], в первую очередь необходимо четко определить понятие «момент трещинообразования». Известны критерии: появление видимой трещины, перелом на графике деформаций и предельное значение деформации краевого растянутого волокна. Фиксация видимой трещины происходит после ее появления, в связи с чем соотношение величин моментов, определенных по видимой трещине и по перелому графиков деформаций бетона и арматуры составило от 1,09 до 2,58 [14, 16] для бетонов класса от В 22,5 до В55. Очевидно, что наиболее достоверным критерием трещинообразования является достижение предельной деформации краевого растянутого волокна. Например, деформация краевого растянутого волокна бетона класса В25 перед образованием трещины составила от 23,8 до  $32 \cdot 10^{-5}$  [18], что превышает приведенные в СП 63.13330.2018 значения. В случае применения модифицированных бетонов, деформационные свойства которых отличаются от свойств традиционных бетонов, актуальность задачи выявления зависимости момента трещинообразования изгибаемых элементов от деформационных свойств бетонов становится очевидной, особенно с учетом влияния трещин на кривизну и прогибы балок.

Деформационные многоуровневые модели напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с использованием нелинейных диаграмм деформирования [18,19] применяются для исследования жесткости изгибаемых железобетонных элементов с учетом параметров армирования. Рациональным решением являются слоистые балки с высокомодульным бетоном в сжатой зоне и бетоном с высокой предельной растяжимостью в растянутой [20-22], поскольку такое решение положительно

---

влияет как на ограничение ширины раскрытия трещин, так и на снижение кривизны сечений. Отсутствие единой методики расчета подобных балок предопределяет цель настоящей работы.

Экспериментальное определение прогибов, моментов трещинообразования и разрушающих изгибающих моментов произведено с использованием 10 серий железобетонных балок размером 240x12,5x25(h). Пять серий балок армированы 2d 12 A500 (коэффициент армирования 0,00837), пять серий армированы 2d 16 A500 (коэффициент армирования 0,0148). Две контрольные серии с различными коэффициентами армирования изготовлены из обычного тяжелого бетона с прочностью  $R_b$  26,6...31,8 МПа,  $R_{bf}$  3,83...4,43 МПа и модулем упругости  $E_b$  28750... 32150 МПа. Две серии балок изготовлены из бетона каркасной структуры с прочностью  $R_b$  34,1...42,2 МПа,  $R_{bf}$  4,45...4,72 МПа и модулем упругости  $E_b$  34050...38950 МПа. Шесть серий слоистых балок со слоем бетона каркасной структуры в сжатой зоне толщиной 20, 40 и 60 мм. Испытания балок проведены по ГОСТ 8829-2018. Предел призмной прочности бетона, модуль упругости и предел прочности на растяжение при изгибе определялся с использованием призм 100x100x400. Испытания балок выполнены в соответствии с ГОСТ 10180-2012 [17].

Поскольку продолжительность испытания призмы при определении предела прочности бетона на растяжение при изгибе продолжается обычно 2-3 минуты, а при испытании железобетонных балок на изгиб производится выдерживание 10 минут на каждой стадии нагружения, а трещинообразование в балках в нашем случае фиксировалось между 2 и 3 ступенями, то определение коэффициента быстронатекающей в течение 30 мин ползучести при изгибе при уровне нагружения до 0,3 от предела прочности на растяжение при изгибе выполнено на бетонных балках размером 100x100x600 мм. Измерение деформаций при испытании железобетонных балок выполнялось датчиками на уровне растянутой и сжатой арматуры. Для оценки распределения деформаций

---

по высоте сечению использована гипотеза плоских сечений и экстраполяция деформаций до краевого волокна бетона. Для определения напряжений по высоте сечения использовались полные « $\sigma$ - $\varepsilon$ » диаграммы бетона.

Деформация краевого растянутого волокна бетона при испытании призм 100x100x400 мм на растяжение при изгибе могут быть определены по формуле [17]:

$$\varepsilon_{bt} = \frac{2 \cdot R_{bt}}{(1+x) \cdot E_b}, \quad (2)$$

Поскольку в изгибаемой бетонной балке коэффициент быстронатекающей ползучести составил  $\varphi = 0,55-0,61$ , а изменение коэффициента ползучести в интервале времени от 2-3 мин (определение предела прочности бетона на растяжение при изгибе) до 30 мин (третья ступень нагружения железобетонной балки) составил  $\varphi_1 = 0,13-0,3$  (рис.1), то предельные деформации краевого растянутого волокна бетона в железобетонной балке в момент образования трещины могут быть определены как:

$$\varepsilon_{bt1} = (1 + \varphi_1) \cdot \varepsilon_{bt}, \quad (3)$$

где  $\varepsilon_{bt}$  – по ф.(2).

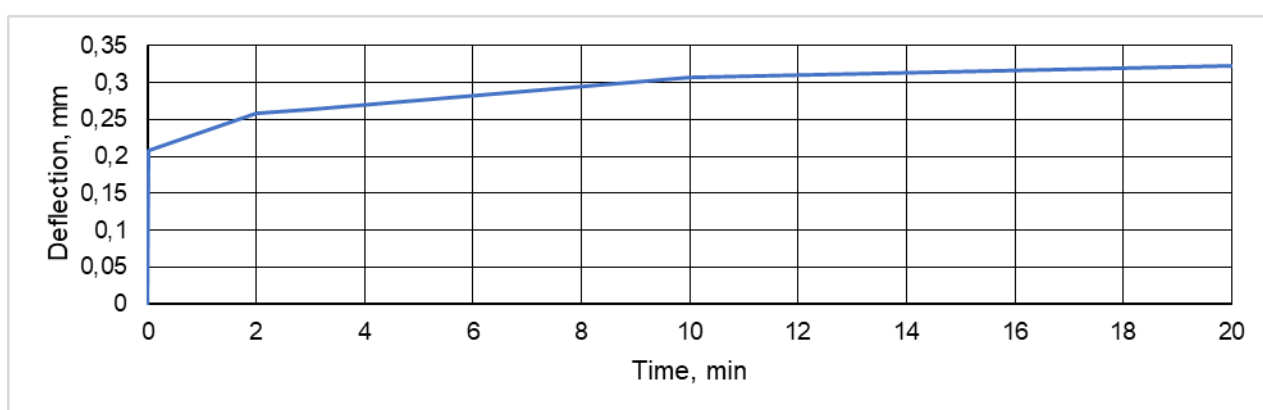


Рис. 1. – К определению коэффициента быстронатекающей ползучести бетона

Момент трещинообразования железобетонной балки согласно [17] может быть определен по формуле:

---

$$M_{erc} = \frac{(1+x) \cdot \varepsilon_{bt1} \cdot E_{red} \cdot I_{red}}{H}, \quad (4)$$

при:

$$x = -\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bf}}, \quad (5)$$

где  $\varepsilon_{bf}$ ,  $\varepsilon_b$  – соответственно относительная деформация краевого растянутого и сжатого волокна балки.

Изменение жесткости сечения и кривизны в сечениях с трещиной от уровня нагружения описывается уравнениями [23]:

$$\frac{D_{red}}{D_0} = 0,32 - 0,17 \cdot \ln\left(\frac{M}{M_{ult}}\right), \quad (6)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D_0 \cdot (0,32 - 0,17 \cdot \ln\left(\frac{M}{M_{ult}}\right))}. \quad (7)$$

Оценка прогиба как геометрического параметра может быть определена как [23]:

$$f = \frac{(3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)}{24} \cdot \left(\frac{1}{r}\right) = 0,51 \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot 10^5 \quad (8)$$

Согласно [24] экспериментальная зависимость «прогиб – кривизна» для исследованных балок которая несколько отличается от ф. (6), полученной в соответствии с СП 63.13330-2018, п.8.2.31:

$$f = 0,743 \cdot \left(\frac{1}{r}\right). \quad (9)$$

В дальнейших расчетах использована зависимость ф. (9).

При определении предельных изгибающих моментов на основе нелинейной деформационной модели эпюры распределения нормальных напряжений в бетоне по сечению балки получены пошагово-итерационным методом с использованием реальных при сжатии диаграмм деформирования бетонов по значениям относительных деформаций исследованных балок. Для растяжения использованы расчетные диаграммы. В соответствии с п.8.1.21 СП 63.13330.2018, выполнено определение внутренних усилий по эпюрам

нормальных напряжений методом численного интегрирования, при этом использована зависимость координаты нейтральной оси от величины относительного изгибающего момента  $M/M_{ult}$  [24]:

$$\frac{h_c}{h_0} = k \cdot \left( \frac{M}{M_{ult}} \right)^b, \quad (10)$$

в которой, в зависимости от вида балок, значения  $k$  изменяются в пределах 0,33...0,41, значения  $b$  в пределах -0,149...-0,178.

Зависимости ф.(2-10) легли в основу алгоритма расчета момента трещинообразования, кривизны и прогибов балок.

Результаты исследований представлены в табл. 1.

Таблица 1

Расчетные и экспериментальные моменты  
и прогибы исследованных балок

№	$h, \text{ мм}$	А	Результаты							
			Изгибающий момент, кН·м				прогиб, мм			
			ultimate			cracking	ult	ult 1,3	norm	norm culc
			norm/R	culc	exp	culc/exp <sup>2</sup>				
1	0	2 d 16	34,4/36,4	44,1	43,8	5,48/5,3	20,9	12,3	9,2	10,0
2	250		34,9/36,8	39,1	32,5 <sup>4</sup>	6,74/7,9	11,0 <sup>4</sup>	12,2	9,2	7,2
3	0	2 d 12	20,4/20,7	36,8	37,5	5,13/5,1	18,2	9,1	5,1	11,1
4	250		20,5/20,8	35,6	45,0 <sup>4</sup>	6,35/6,2	14,5	9,9	4,8	9,3
5	20 <sup>3</sup>	2 d 16	34,7/36,4	32,9	30,0 <sup>5</sup>	5,6/6,2	11,0	7,3	8,3	7,2
6		2 d 12	20,6/17,2	35,2	31,3	5,25/5,6	16,6	10,6	6,3	7,2
7	40 <sup>3</sup>	2 d 16	34,9/36,5	44,1	42,5	5,63/5,2	14,2	10,4	8,1	10,1
8		2 d 12	18,3/18,3	36,1	31,3	5,3/5,4	14,4	10,3	5,2	7,1
9	60 <sup>3</sup>	2 d 16	34,9/36,5	45,7	57,6	5,75/6,1	24,6	9,9	4,5	13,6
10		2 d 12	20,5/20,7	37,9	42,5	5,42/6,0	19,6	10,8	4,3	10,0

Примечания: 1 – толщина слоя бетона каркасной структуры; 2 – по предельной деформации краевого растянутого волокна; 3 – слоистые балки; 4 – разрушение по поперечной силе; 5 – разрушение по бетону сжатой зоны; *norm* – расчетные значения по СП 63.13330.2018 по классу бетона; *culc* – расчетные значения по [25]; *exp* – измеренные значения; *R* – расчетные значения по СП 63.13330.2018 по фактической прочности бетона; *norm culc* – расчетные значения по СП 63.13330.2018

На рис. 2 представлены относительные значения предельных изгибающих моментов исследованных балок. При расчете по п. 8.1.8, 8.1.9 СП 63.13330.2018 использованы расчетные сопротивления бетонов соответствующих классов ( $R_{norm}$ ) и фактические значения пердела призмной прочности ( $R_{norm}$ ), при расчете на основе нелинейной деформационной модели ( $culc$ ) использованы реальные « $\sigma$ - $\epsilon$ » диаграммы. Разрушение балок 16-FC-20 произошло по бетону сжатой зоны после отслоения 20 мм слоя бетона каркасной структуры вследствие высокого уровня касательных напряжений, что объясняет превышение до 20% расчетных значений предельных моментов над экспериментальными. Для балок из обычного тяжелого бетона расчетные значения по деформационной модели практически совпадают с экспериментальными. Для балок из бетона каркасной структуры отмечается различие 11-19%, что обусловлено разрушением по наклонному сечению от поперечной силы. Разрушение балок серии 16-FC-20 произошло вследствие отслоения слоя бетона каркасной структуры из-за высокого уровня касательных напряжений [25], в связи с чем различие измеренных и расчетных значений составило до 20%. Следует отметить, что вследствие особенностей технологии изготовления слоистых балок имеет место формирование между обычным тяжелым бетоном и бетоном каркасной структуры в сжатой зоне некоторого переходного слоя, геометрические параметры и свойства бетона которого определить проблематично, в связи с чем в настоящей работе этот фактор не учитывается, что может быть дополнительной причиной некоторого расхождения расчетных и измеренных значений предельных изгибающих моментов в балках 12-FC-20 и 16-FC-40.

На рис. 3 представлено соотношение расчетных и измеренных значений моментов трещинообразования исследованных балок.



Значение коэффициента  $\gamma$  в ф.(1) для исследованных балок составляет 1,5...1,81 по соотношению  $M_{crc,exp}/R_{bt,ser} \cdot W_{red}$  и 1,54...1,74 по соотношению  $M_{crc,calc}/R_{bt,ser} \cdot W_{red}$ , что практически совпадает с данными [16].

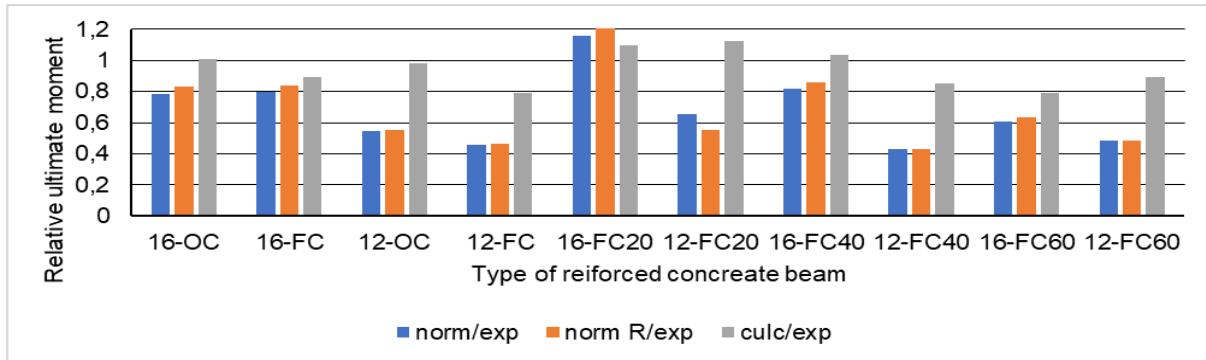


Рис. 2. – Изгибающий момент

где *norm* – расчетные значения по СП 63.13330.2018 по классу бетона; *norm R* – расчетные значения по СП 63.13330.2018 по фактической прочности бетона; *calc* – расчетные значения по [24]; *exp* – измеренные значения

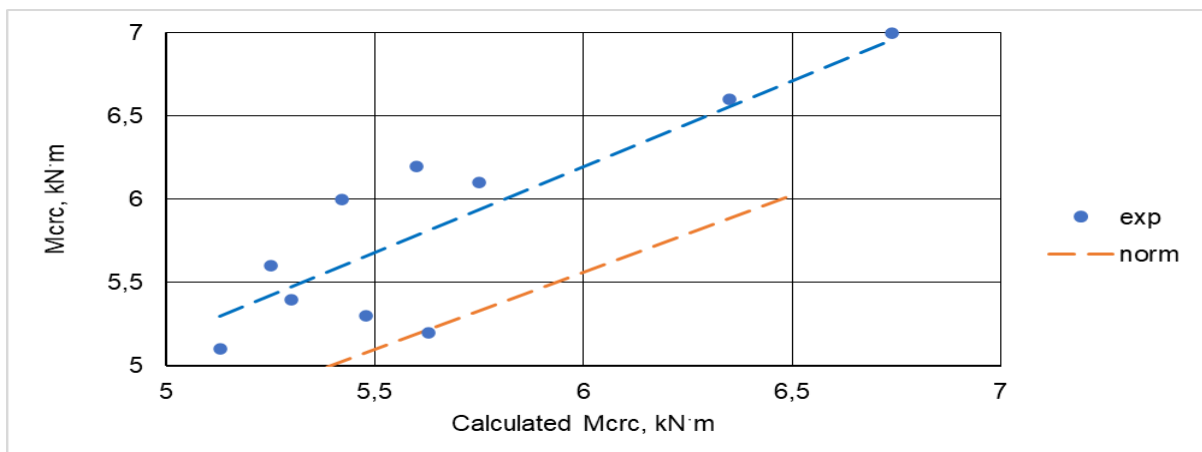


Рис. 3. – Соотношение расчетных и измеренных моментов трещинообразования

где *exp* – измеренные по деформации краевого растянутого волокна значения момента трещинообразования; *norm* – рассчитанные по СП 63.13330.2018 значения момента трещинообразования

Соотношение расчетных по методике, основанной на ф.(2-9) и измеренных значений прогибов (рис.3) описывается зависимостью:

$$f_{exp} = 1,03 \cdot f_{calc}, \quad (11)$$

при величине показателя достоверности аппроксимации  $R^2 = 0,997$ .

При использовании полученной в [23] зависимости жесткости сечения от уровня нагружения может быть реализован алгоритм упрощенного расчета прогибов однопролетных балок, в т.ч. слоистых, с трещинами в растянутом бетоне:

- определяется расчетное значение предельного изгибающего момента  $M_{ult}$  в соответствии с п. 8.1.1 СП 63.13330-2018 пошагово-итерационным методом с использованием полных « $\sigma$ - $\varepsilon$ » диаграмм бетона по величине предельной деформации растянутой арматуры и предельных деформаций крайних волокон с учетом гипотезы плоских сечений;

- определяется кривизна как для сечения без трещины по СП 63.13330.2018 при величине изгибающего момента  $M \approx M_{crc}$  (ориентировочно  $M \approx 0,15 \cdot M_{ult}$ );

- определяется прогиб  $f_{0,15}$  при  $M \approx M_{crc}$  по ф.(9);

- определяется прогиб  $f_{Mnorm} = k \cdot f_{0,15}$ , где

$$k = 0,8 + 0,014 \cdot E_{b,red}, \quad (12)$$

где  $E_{b,red}$  – в ГПа.

На рис. 4 представлены значения прогибов исследованных балок относительно расчетного значения прогиба по СП 63.13330.2018 при нормативном изгибающем моменте.

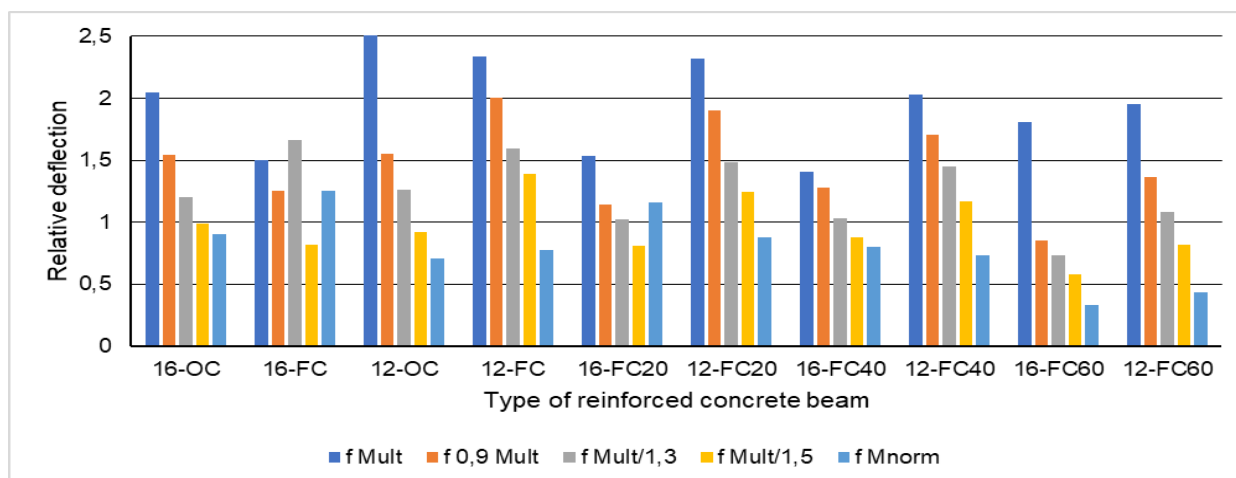


Рис. 4. – Относительные прогибы исследованных балок

где  $M_{ult}$  – предельный измеренный изгибающий момент

$f$  – измеренное значение прогиба при соответствующем изгибающем моменте;

$f_{M_{norm}}$  – измеренное значение прогиба при расчетном предельном моменте по СП 63.13330.2018;

$f_{norm\,calc}$  – расчетное значение по СП 63.13330.2018

Зависимость между измеренными при различных уровнях нагружения и расчетными значениями прогибов представлена на рис. 5. За экспериментальные приняты измеренные значения прогибов испытанных балок при условии  $M_n = M_{ult,calc}/1,5$ , при этом  $M_{ult,calc}$  определен в соответствии с п. 8.1.1 СП 63.13330-2018. Зависимость между расчетными по нормам и описанной выше методике и измеренными значениями прогибов при уровне нагружения  $M = M_{ult,calc}/1,5$  быть описана формулой:

$$f_M = k \cdot f_{exp}, \quad (13)$$

где  $f_M$  – соответственно расчетные либо измеренные при различных уровнях нагружения значения прогибов;

$f_{exp}$  – измеренными значениями прогибов при уровне нагружения  $M = M_{ul,calc}/1,3$

Значения параметров ф.(12) представлены в табл. 2.

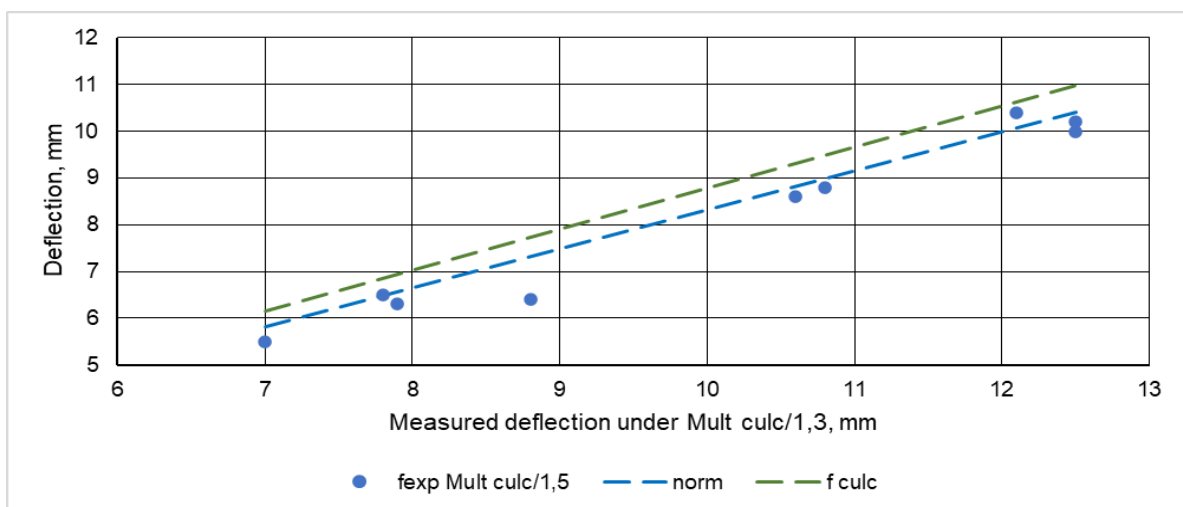


Рис. 5. – Соотношение между измеренными при различных уровнях нагружения и расчетными значениями прогибов

Таблица 2

Параметры уравнения ф.(12)

№	Значения $f_M$	Параметры ф.(12)	
		$k$	$R^{2*}$
1	По СП 63.13330.2018 при нормативном моменте	0,832	1,0
2	Расчет по предложенной методике	0,878	1,0

Примечание: \* – показатель достоверности аппроксимации

### Заключение

Расчет значения предельного изгибающего момента  $M_{ult}$  пошагово-итерационным методом с использованием полных « $\sigma$ - $\varepsilon$ » диаграмм бетона по величине предельной деформации растянутой арматуры и предельных деформаций краевых волокон с учетом гипотезы плоских сечений обеспечивает для балок из обычного бетона различие измеренных и расчетных значений в пределах до 4%, а для слоистых балок 10-19%. Различие измеренных и расчетных моментов трещинообразования по предложенной методике, основанной на оценке предельной деформации краевого растянутого волокна, не превышает для балок из обычного бетона 4%, а для слоистых балок 11%. Значение коэффициента  $\gamma$  в ф.8.122 СП 63.13330.2018 составило 1,5...1,81. Различие измеренных при нормативном моменте и расчетных по предложенной методике прогибов, основанной на зависимости кривизны от уровня нагружения, не превышает для исследованных балок 10%.

### Литература

1. Zhou K. J. H., Ho J. C. M., and Su R. K. L. Flexural Strength and Deformability Design of Reinforced Concrete Beams. The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction 1877–7058. 2011 Published by Elsevier Ltd. DOI: 10.1016/j. proeng. 2011.07.176.

2. Король Е. А. Трехслойные ограждающие железобетонные конструкции из легких бетонов и особенности их расчета. Москва: Издательство АСВ. 2001. 256 с.

3. Король Е. А., Пугач Е.М., Харькин Ю.А. Влияние технологических факторов на формирование связи слоев многослойной ограждающей конструкции // Вестник МГСУ. 2014 № 3. С. 67-75.

4. Дудина И. В., Меньщикова Н.С. основные положения Нелинейно-деформационной модели напряженно-деформированного состояния железобетонных балок со смешанным армированием // Системы. Методы. Технологии. 2009 № 1(1). С. 90-94.

5. Лихов З. Р. К расчету железобетонных изгибаемых элементов с комбинированным преднапряжением с учетом полных диаграмм деформирования материалов // Сборник материалов международной конференции «Строительство-2003». Ростов/Д: РГСУ. 2003 С.68-74.

6. Клементьев А. О., Смердов Д.Н. Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием металлической и полимерной композиционной арматурой, с использованием нелинейной деформационной модели материалов // Интернет-журнал Науковедение. 2017 Т. 9. № 1. URL: [naukovedenie.ru/PDF/34TVN117.pdf](http://naukovedenie.ru/PDF/34TVN117.pdf).

7. Крючков А. А. Напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов сплошного и составного сечения на основе уточненной нелинейной методики расчета // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2022 № 4. С. 82-91. DOI: 10.34031/2071-7318-2021-7-4-82-91.

8. Лазовский Д.Н., Глухов Д.О., Лазовский Е.Д., Гиль А.И. Расчетная модель напряженно-деформированного состояния статически неопределимых железобетонных конструкций // Вестник Полоцкого государственного

---

университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. 2022 № 14. С. 29-44.  
DOI: 10.52928/2070-1683-2022-32-14-29-44.

9. Барыкин А. Б., Дьяков И.М. Расчет прочности нормальных сечений перекрестно-балочных фундаментов на склонах на основе диаграммы деформирования бетона // Научный журнал строительства и архитектуры. 2017 № 2(46). С. 18-26.

10. Мирсаяпов И. Т., Гарифуллин Д.Р. Напряженно-деформированное состояние нормальных сечений железобетонных элементов при циклическом неупругом деформировании арматуры // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2020 № 4(54). С. 44-53.

11. Новиков М. В., Чернышов Е.М., Славчева Г.С. Прочность нормальных сечений изгибаемых элементов из поризованного бетона естественного твердения // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. 2020. № 1(44). С. 83-88. DOI: 10.25628/UNIP.2020.44.1.015.

12. Радайкин О. В., Шарафутдинов Л.А. Методика расчета прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных балок, усиленных сталефибробетоном, на основе нелинейной деформационной модели // Вестник гражданских инженеров. 2022 № 5(94). С. 37-53. DOI: 10.23968/1999-5571-2022-19-5-37-53.

13. Belyaev A., Nesvetaev G., Mailyan D. Calculation of three-layer bent reinforced concrete elements considering fully transformed concrete deformation diagrams // MATEC Web of Conferences, Saint-Petersburg, 15–17 november, 2016. Vol. 106. Saint-Petersburg: EDP Sciences. 2017 DOI: 10.1051/mateconf/201710604022.

14. Иваненко А.Н., Иваненко Н.А., Пересыпкин Е.Н. Трещиностойкость железобетонных конструкций как функция предельной растяжимости бетона // Инженерный вестник Дона, 2014 №3. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2014/2788.

---

15. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Трекин Д.Н. Совершенствование метода оценки трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов // Бетон и железобетон. 2020 №1 (601). С. 61-64.

16. Радайкин О.В. К определению момента трещинообразования изгибаемых железобетонных элементов с учётом пластических деформаций бетона растянутой зоны // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2018. №3. С. 30-38. DOI: 10.12737/article\_5abfc9b9100759.72073748.

17. Маилян Д.Р., Несветаев Г.В., Коллеганов Н.А. К определению трещиностойкости железобетонных балок из различных видов бетона // Инженерный вестник Дона, 2023. №1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2023/8175.

18. Смоляго Е.Г., Крючков А.А. Экспериментальные исследования трещиностойкости сборно-монолитных изгибаемых железобетонных элементов // Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции. 2010 №1/27 (589). С. 47-54.

19. Антаков И.А. Особенности работы изгибаемых элементов с композитной полимерной арматурой под нагрузкой // Жилищное строительство. 2018 №5. С. 15-18.

20. Гиль А.И. Результаты экспериментальных исследований сопротивления изгибу статически неопределимых железобетонных балок с комбинированным армированием растянутой зоны опорного сечения // Вестник полоцкого государственного университета. Серия F. 2021 № 16. С. 58-64.

21. Бегунова Н.В., Возмищев В.Н. Сравнительная оценка прочности, жесткости и трещиностойкости бетонных конструкций, армированных полимеркомпозитной и стальной арматурами // Интеллектуальные системы в производстве. 2017 Том 15. № 4. С. 69-74.

22. Довбенко В.С. Экспериментальные исследования железобетонных балок, усиленных полимерной композицией // Строительство и реконструкция. 2014 №1 (51). С. 22-28.

23. Маилян Д.Р., Несветаев Г.В., Коллеганов Н.А. Определение жесткости и кривизны двухслойных железобетонных балок с бетоном каркасной структуры в сжатой зоне Инженерный вестник Дона, 2023. №3. URL: [ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2023/8294](http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2023/8294).

24. Маилян Д.Р., Несветаев Г.В., Коллеганов Н.А. Особенности напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных балок с бетоном каркасной структуры в сжатой зоне // Инженерный вестник Дона. 2023. № 7. URL: [ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2023/8538](http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2023/8538).

25. Arivalagan. S. Flexural Behaviour of Reinforced Fly Ash Concrete Beams. International Journal of Structural and Civil Engineering ISSN: 2277-7032 Volume 1 Issue 1. Search results - International Journal of Structural and Civil Engineering. URL: 1405.0111v1.

### References

1. Zhou K. J. H., Ho J. C. M., and Su R. K. L. Flexural Strength and Deformability Design of Reinforced Concrete Beams. The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction 1877–7058. 2011 Published by Elsevier Ltd. DOI: 10.1016/j. proeng. 2011.07.176.

2. Korol' E. A. Trekhslujnye ograzhdayushchie zhelezobetonnye konstrukcii iz legkih betonov i osobennosti ih rascheta. [Three-layer enclosing reinforced concrete structures made of light concrete and features of their calculation]. Moskva: Izdatel'stvo ASV. 2001. 256 p.

3. Korol' E. A., Pugach E.M., Har'kin Yu.A. Vestnik MGSU. 2014 № 3. pp. 67-75.



4. Dudina I. V., Men'shchikova N.S. Sistemy. Metody. Tekhnologii. 2009, № 1(1). pp. 90-94.
  5. Lihov Z. R. Sbornik materialov mezhdunarodnoj konferencii «Stroitel'stvo-2003». Rostov/D: RGSU. 2003. p.68-74.
  6. Klement'ev A. O., Smerdov D.N. Internet-zhurnal Naukovedenie. 2017. T. 9. № 1. URL: [naukovedenie.ru/PDF/34TVN117.pdf](http://naukovedenie.ru/PDF/34TVN117.pdf).
  7. Kryuchkov A. A. Vestnik Belgorodskogo gosudarstvennogo tekhnologicheskogo universiteta im. V.G. Shuhova. 2022 № 4. pp. 82-91. DOI: 10.34031/2071-7318-2021-7-4-82-91.
  8. Lazovskij D.N., Gluhov D.O., Lazovskij E.D., Gil' A.I. Vestnik Polockogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F. Stroitel'stvo. Prikladnye nauki. 2022 № 14. pp. 29-44. DOI: 10.52928/2070-1683-2022-32-14-29-44.
  9. Barykin A. B., D'yakov I.M. Nauchnyj zhurnal stroitel'stva i arhitektury. 2017. № 2(46). pp. 18-26.
  10. Mirsayapov I. T., Garifullin D.R. Izvestiya Kazanskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. 2020 № 4(54). pp. 44-53.
  11. Novikov M. V., Chernyshov E.M., Slavcheva G.S. Akademicheskij vestnik UralNIiproekt RAASN. 2020 № 1(44). pp. 83-88. DOI: 10.25628/UNIIP.2020.44.1.015.
  12. Radajkin O. V., Sharafutdinov L.A. Vestnik grazhdanskih inzhenerov. 2022. № 5(94). pp. 37-53. DOI: 10.23968/1999-5571-2022-19-5-37-53.
  13. Belyaev A., Nesvetaev G., Mailyan D. MATEC Web of Conferences, Saint-Petersburg, 15–17 november, 2016. Vol. 106. Saint-Petersburg: EDP Sciences. 2017. DOI: 10.1051/matecconf/201710604022.
  14. Ivanenko A.N., Ivanenko N.A., Peresyppkin E.N. Inzhenernyj vestnik Dona, 2014 №3. URL: [ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2014/2788](http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2014/2788).
  15. Trekin N.N., Kodysh E.N., Trekin D.N. Beton i zhelezobeton.2020. №1 (601). pp. 61-64.
-



16. Radajkin O.V. Vestnik BGTU im. V.G. Shuhova. 2018. №3. pp. 30-38. DOI: 10.12737/article\_5abfc9b9100759.72073748.
17. Mailyan D.R., Nesvetaev G.V., Kolleganov N.A. Inzhenernyj vestnik Dona, 2023 №1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2023/8175.
18. Smolyago E.G., Kryuchkov A.A. Teoriya inzhenernyh sooruzhenij. Stroitel'nye konstrukcii. 2010 №1/27 (589). pp. 47-54.
19. Antakov I.A. Zhilishchnoe stroitel'stvo. 2018. №5. pp. 15-18.
20. Gil' A.I. Vestnik polockogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F. 2021. №16. pp. 58-64.
21. Begunova N.V., Vozmishchev V.N. Intellektual'nye sistemy v proizvodstve. 2017. Tom 15. №4. pp. 69-74.
22. Dovbenko V.S. Stroitel'stvo i rekonstrukciya. 2014. №1 (51). pp. 22-28.
23. Mailyan D.R., Nesvetaev G.V., Kolleganov N.A. Inzhenernyj vestnik Dona, 2023. №3. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n3y2023/8294.
24. Mailyan D.R., Nesvetaev G.V., Kolleganov N.A. Inzhenernyj vestnik Dona. 2023 №7. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2023/8538.
25. Arivalagan. S. International Journal of Structural and Civil Engineering. URL: 1405.0111v1.

**Дата поступления: 24.04.2024**

**Дата публикации: 5.06.2024**