

Особенности напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных балок с бетоном каркасной структуры в сжатой зоне

Д.Р. Маилян¹, Г.В. Несветаев¹, Н.А. Коллеганов²

¹ Донской государственный технический университет, Ростов-на-Дону

² ЗАО "КБ Ивлева" НПФ Геотекс проектстрой, Ставрополь

Аннотация: Представлены результаты исследований двухслойных железобетонных балок со слоем различной толщины из высокомодульного бетона каркасной структуры в сжатой зоне и традиционным тяжелым бетоном в остальной части сечения. Напряженно-деформированное состояние нормальных сечений по высоте балки оценивалось по значениям относительных деформаций на уровне растянутой и сжатой арматуры с использованием гипотезы плоских сечений и фактических при сжатии и расчетных при растяжении диаграмм деформирования бетонов. Показано влияние толщины слоя высокомодульного бетона на характер напряженно-деформированного состояния между слоями. Выявлена возможность разрушения балки по бетону сжатой зоны из-за скачкообразного уменьшения фактической высоты сжатой зоны вследствие «отстрела» слоя высокомодульного бетона при его толщине менее $0,1h_0$. Получена зависимость относительной фактической толщины сжатого бетона, т.е. расстояния от краевого волокна сжатого бетона до нейтральной оси в исследованных балках от величины изгибающего момента. Установлено, что для однослойных балок при различии модулей упругости бетонов до 20% зависимости относительной фактической толщины слоя сжатого бетона от величины изгибающего момента практически идентичны. У исследованных балок, предельное состояние которых вызвано текучестью арматуры, толщина слоя сжатого бетона составила $0,37...0,4$ при значении относительного момента $0,5$ и $0,33...0,36$ при предельном значении изгибающего момента.

Ключевые слова: двухслойные железобетонные балки, нормальные сечения, нелинейная деформационная модель, высокомодульный бетон, координата нейтральной оси.

В последние годы существенно возрос интерес исследователей к слоистым железобетонным конструкциям. Это обусловлено тем, что при использовании в сжатой и растянутой зоне конструкции бетонов с различными характеристиками, в т.ч. разнопрочных и разномодульных, появляется возможность, путем регулирования параметров конструкции, создавать рациональные элементы с наиболее эффективным использованием свойств бетона [1,2]. При этом для более качественной оценки работы слоистых конструкций под нагрузкой целесообразно использовать

действительные диаграммы деформирования бетона и деформационные модели. Согласно п. 8.1.1 СП 63.13330-2018 «расчет по прочности нормальных сечений железобетонных элементов следует производить на основе нелинейной деформационной модели». При этом согласно п. 6.1.23 «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 распределение относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента «принимают по линейному закону... связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры принимают в виде диаграмм ... деформирования» (п. 8.1.20). Расчет с использованием нелинейной деформационной модели широко применяется для различных балочных систем [3], в т.ч., для конструкций со смешанным армированием [4,5], с комбинированным армированием [6], для составных (сборно-монолитных) сечений [7], статически неопределимых конструкций [8], конструкций, подверженных малоцикловому нагружению [9], конструкций из конструкционных поризованных бетонов [10], сталефибробетонных балок [11] и др. Моделирование, например, в среде MATLAB, эффективно при проверке надежности проектных расчетов и обеспечивает хорошую сходимость расчетов с результатами расчётов по Еврокод-2 [12]. Таким образом, расчет балок по нелинейной деформационной модели широко применяется в инженерной практике и при исследованиях новых видов конструкций на основе различных видов бетонов и арматуры. Для слоистых балок, сечение которых по высоте выполнено из разномодульных бетонов, например, тяжелый и легкий, использование нелинейной деформационной модели является самым точным способом расчета слоистых конструкций. При этом можно применять шагово-итерационный метод с использованием, в

т.ч., реальных диаграмм деформирования разномодульных бетонов по высоте сечения [13]. Единого подхода к оценке НДС сечений, особенно слоистых балок, в настоящее время нет.

Согласно [14], при исследовании двухслойных железобетонных изгибаемых элементов из бетонов классов В20-В35 выявлено повышение момента образования трещин до 22%, уменьшение ширины раскрытия трещин до 8,9 %, снижение прогибов до 11 %. Согласно [15], при численном исследовании двухслойных изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения с верхним слоем из высокопрочного бетона класса В90 с толщиной слоя от 0,3 до 0,6 h_0 при различных классах арматуры и процентах армирования при классе бетона нижнего слоя В30 в элементах с продольной арматурой класса А500 и А600 относительную высоту сжатой зоны следует определять по приведенной в [15] формуле (2) при процентах армирования от 1,9 % до 3,3 % в пределах относительной высоты сжатой зоны от 0,26 до 0,43.

В двухслойных конструкциях высокомодульный бетон в сжатой зоне обеспечивает жесткость сечения, при этом в растянутой зоне целесообразно использовать бетон с более высокими деформационными свойствами, что способствует снижению ширины раскрытия трещин. При этом, на важность оценки НДС между слоями тяжелого и легкого бетона двухслойных железобетонных балок сделан акцент в [16]. Согласно [17], слоистые перекрытия из тяжелого и легкого бетона обеспечивают снижение массы конструкции до 30%, при этом сцепление между слоями является достаточным для восприятия касательных напряжений.

В настоящей работе представлены результаты испытаний двухслойных балок, изготовленных из традиционного тяжелого бетона (ТБ) в растянутой зоне с наличием в сжатой зоне слоя различной толщины из бетона каркасной структуры (БКС), обладающего за счет высокой концентрации крупного

заполнителя повышенной прочностью и величиной модуля упругости бетона [18]. Испытаны балки с толщиной слоя БКС 0 (эталон), 2, 4 и 6 см. Размер балок: 250x12,5x25(h) см. Коэффициент армирования: 0,00837 (2d 12 A500) и 0,0148 (2d 16 A500). Показатели прочностных и деформационных свойств ТБ: R_b 26,6...31,8 МПа, E_b 28750... 32150 МПа, БКС: R_b 34,1...42,2 МПа, E_b 34050...38950 МПа. Испытания проведены по схеме четырехточечного изгиба в соответствии с ГОСТ 8829-2018 (рис. 1).



Рис. 1. – Испытание железобетонной балки на изгиб по ГОСТ 8829-2018

Для получения данных о деформациях по высоте сечения измерения выполняли на уровне растянутой и сжатой арматуры индикаторами часового типа на базе 500 мм. Распределение деформаций принималось в соответствии с п. 8.1.20 СП 63.13330.2018 на основе гипотезы плоских сечений (рис.2), возможность ее использования для железобетонных элементов с длиной в 5 и более раз превышающей максимальный размер поперечного сечения подтверждается многочисленными экспериментальными исследованиями [8]. В растянутой зоне деформации свыше $15 \cdot 10^{-5}$ являются полными,

включающими суммарную ширину трещин. Результаты испытаний представлены в табл. 1,2.

Таблица № 1

Предельные усилия при испытании балок и свойства бетонов

№	Балка	Результаты испытаний						
		Усилия			Бетон, МПа			
		M_{ult} , кНм	Q, кН	схема	R_b	R_{bt}	R_{bf}	E_0
1	16-БКС ¹ 250	32,5	65,0	Q ²	36,3	2,95	4,45	35350
2	16-ТБ ¹ 250	43,75	87,5	M1 ³	28,7	2,46	3,83	30250
3	16-БКС 60	47,6	95,2	M1 ³	42,2	3,09	4,56	38950
					31,8	2,57	3,91	32150
4	16-БКС 20	31,25	62,5	M1 ⁴	37,1	2,95	4,51	34050
					28,6	2,46	3,83	29650

Примечания: 1 – БКС – бетон каркасной структуры, ТБ – тяжелый бетон; 2 – разрушение по поперечной силе; 3 – разрушение по изгибающему моменту (текучесть арматуры); 4 – разрушение, вследствие отслоения БКС от ТБ («по сжато-растяжению бетона»)

Таблица № 2

Результаты испытаний балок

№	Деформации ¹				Расчетные значения			
	ϵ_s	ϵ_{sc}	X_s , см ²	f, мм ³	σ_s при M_{ult}	M_b	M_{sc}	Δ^4 , %
1	211,2	91,5	8,22	11,97	411,0	35,86	3,22	20,2
2	480,3	196,1	7,75	25,02	555,0 ⁵	40,87	3,21	0,76
3	313,1	122,8	7,13	12,02	578,0 ⁵	40,6	5,06	4,1
4	171,9	90,6	9,4	10,25	365,0	34,48	3,62	9,6

Примечания: 1- измеренные деформации ($\times 10^5$) на уровне растянутой (ϵ_s) и сжатой (ϵ_{sc}) арматуры при моменте M_{ult} ; 2 – координата сжатой зоны («нулевой линии»); 3 – прогиб в середине пролета; 4 – различие между M_{ult} и M_b+M_{sc} ; 5 – по [19] при деформации $600 \cdot 10^{-5}$ арматуры А500 напряжение превысило 600 МПа

По значениям относительных деформаций с использованием реальных при сжатии диаграмм деформирования “ σ - ϵ ” бетонов исследованных балок получены эпюры распределения нормальных напряжений по сечению балки (рис. 3-6). Для растяжения использованы расчетные диаграммы. Определение внутренних усилий в соответствии с п.8.1.21 СП 63.13330.2018 выполнено по

эпюрам нормальных напряжений методом численного интегрирования по нормальному сечению.

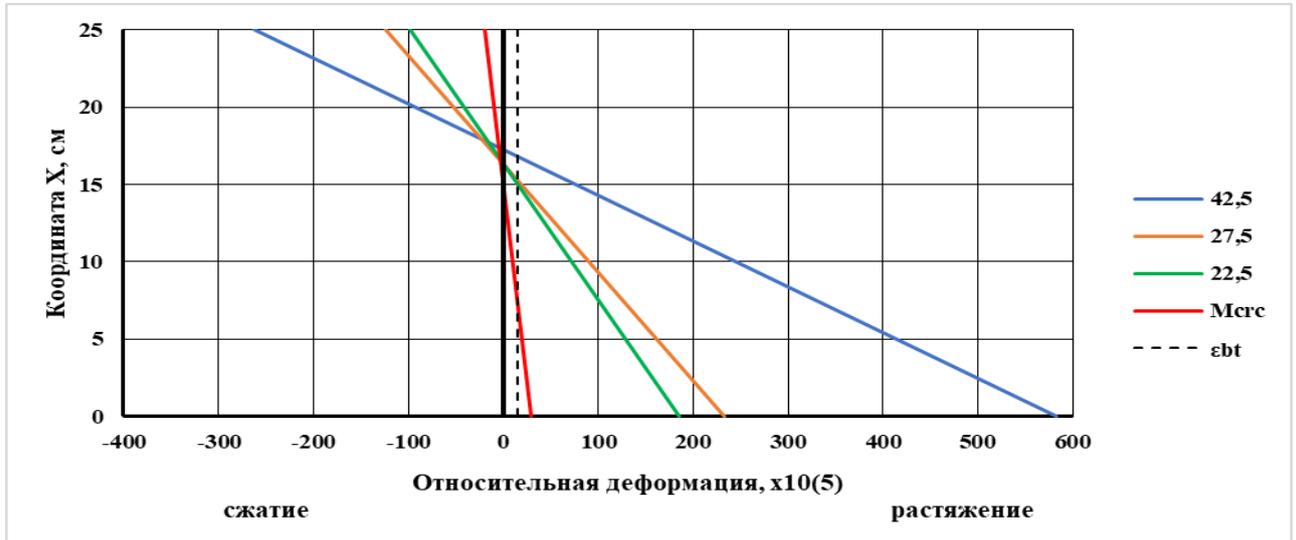


Рис. 2. – Эпюра относительных деформаций по высоте сечения эталонной балки

$M_{крс} \dots 42,5$ – изгибающий момент, кНм;
 ϵ_{bt} – «предельная растяжимость бетона» $15 \cdot 10^{-5}$

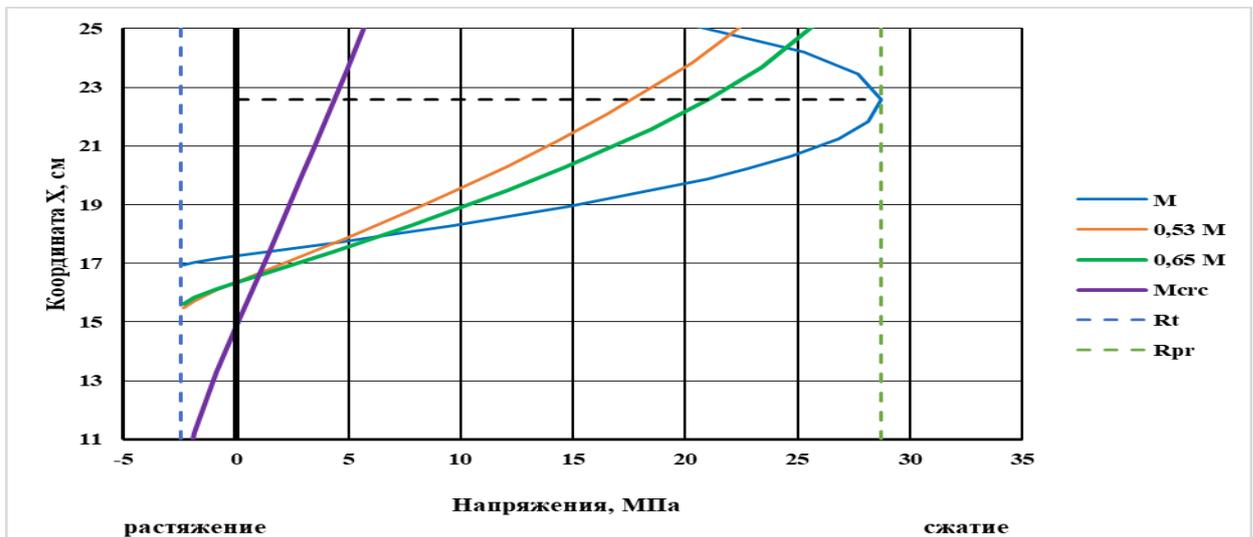


Рис. 3. – Эпюра нормальных напряжений по сечению эталонной балки
 $M_{крс}, 0,53M, 0,65M, M = M_{ult}$ – соответственно относительные значения изгибающего момента (M/M_{ult});

R_t, R_{pr} – экспериментальные значения предела прочности на осевое растяжение и призмной на сжатие

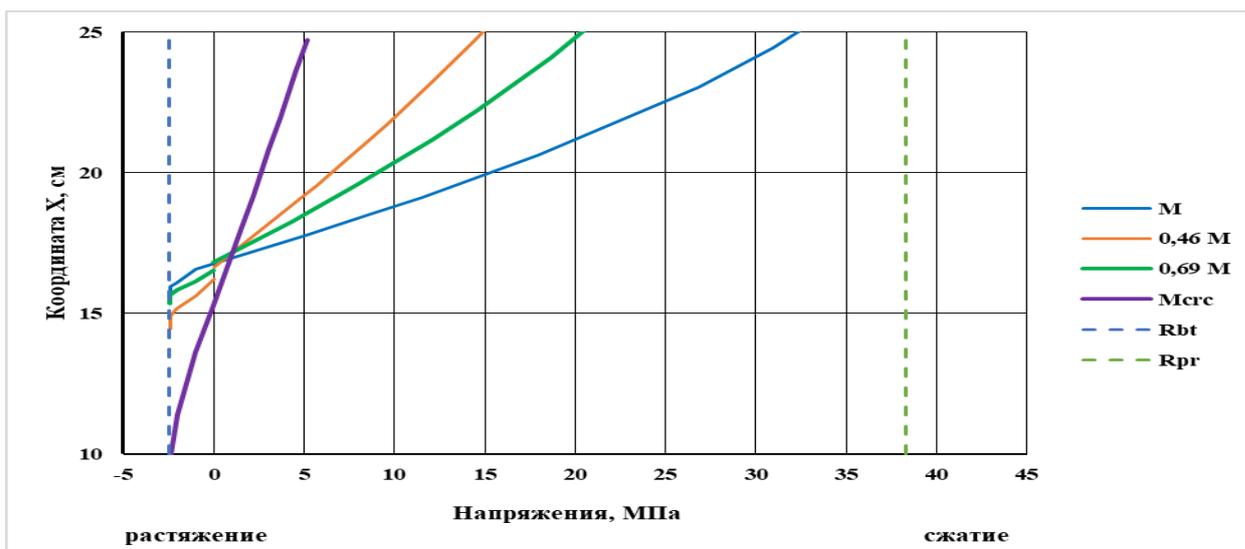


Рис. 4. – Эпюра нормальных напряжений по сечению балки из БКС $M_{срс}$, $0,46M$, $0,69M$, $M = M_{ult}$ – соответственно относительные значения изгибающего момента (M/M_{ult}); R_t , R_{pr} – экспериментальные значения предела прочности на осевое растяжение и призмной на сжатие

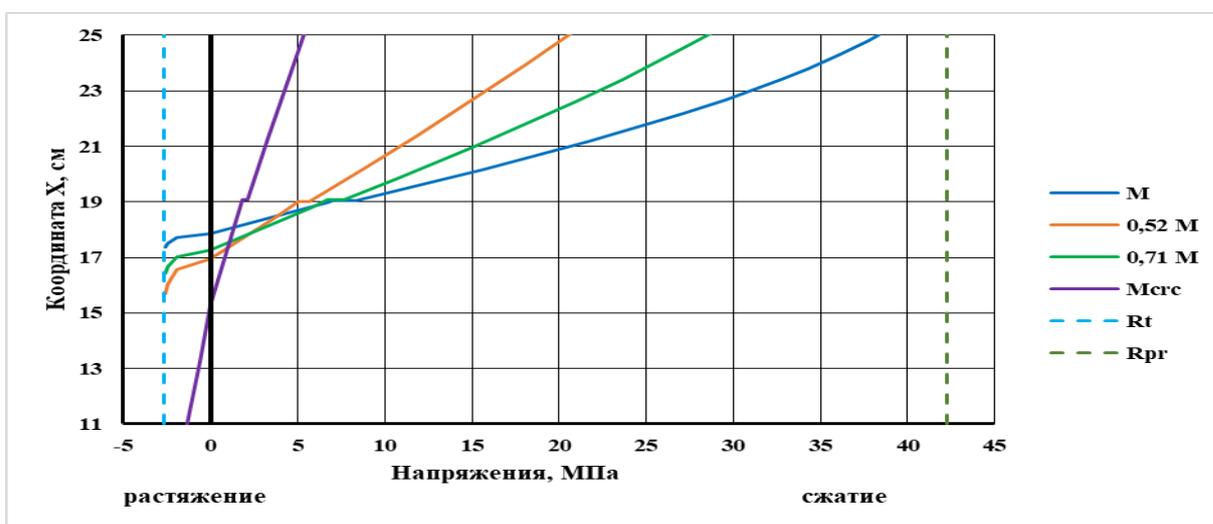


Рис. 5. – Эпюра нормальных напряжений по сечению двухслойной балки со слоем БКС в сжатой зоне 60 мм $M_{срс}$, $0,52M$, $0,71M$, $M = M_{ult}$ – соответственно относительные значения изгибающего момента (M/M_{ult}); R_t , R_{pr} – экспериментальные значения предела прочности на осевое растяжение ТБ и призмной прочности на сжатие БКС



Рис. 6. – Эпюры нормальных напряжений по сечению двухслойной балки со слоем БКС в сжатой зоне 20 мм
 M_{cr} , 0,42M, 0,75M, M = M_{ult} – соответственно, относительные значения изгибающего момента (M = M_{ult}); R_t, R_{pr} – экспериментальные значения предела прочности на осевое растяжение ТБ и призмочной прочности на сжатие БКС

Из представленных на рис. 3-6 результатов, очевидно, что толщина слоя БКС оказывает существенное влияние на характер НДС между слоями. Так, при толщине слоя БКС 20 мм, максимальный перепад напряжений между слоями ТБ и БКС составил 4,7 МПа, а при толщине слоя БКС 60 мм – 1,55 МПа. Предел прочности на срез ТБ бетона балки №4, табл. 1 со слоем БКС 20 мм:

$$R_{sh} = k \cdot \sqrt{R \cdot R_t} = k \cdot \sqrt{\frac{R_b}{0,8} \cdot R_t} = 0,5 \cdot \sqrt{\left(\frac{28,3}{0,8}\right) \cdot 2,38} = 4,59 \text{ МПа}, \quad (1)$$

что меньше градиента напряжений между слоями 4,7 МПа, в результате чего разрушение балки произошло вследствие «отстрела» слоя БКС, т.е. в принципе по бетону сжатой зоны из-за скачкообразного уменьшения фактической высоты сжатой зоны.

Поскольку толщина слоя высокомодульного бетона (БКС) в двухслойных балках, как следует из приведенных выше результатов, может влиять на характер разрушения, назначение рациональной толщины слоя

высокомодульного бетона представляет актуальную задачу, о чем, в частности, говорится в [15], при этом отмечается, что одним из основных вопросов является определение положения нейтральной оси. На рис. 7 представлена зависимость относительной фактической толщины сжатого бетона « X » в исследованных балках, т.е. расстояния от краевого волокна сжатого бетона до нейтральной оси, в виде функции $X/h_0 = f(M/M_{ult})$.

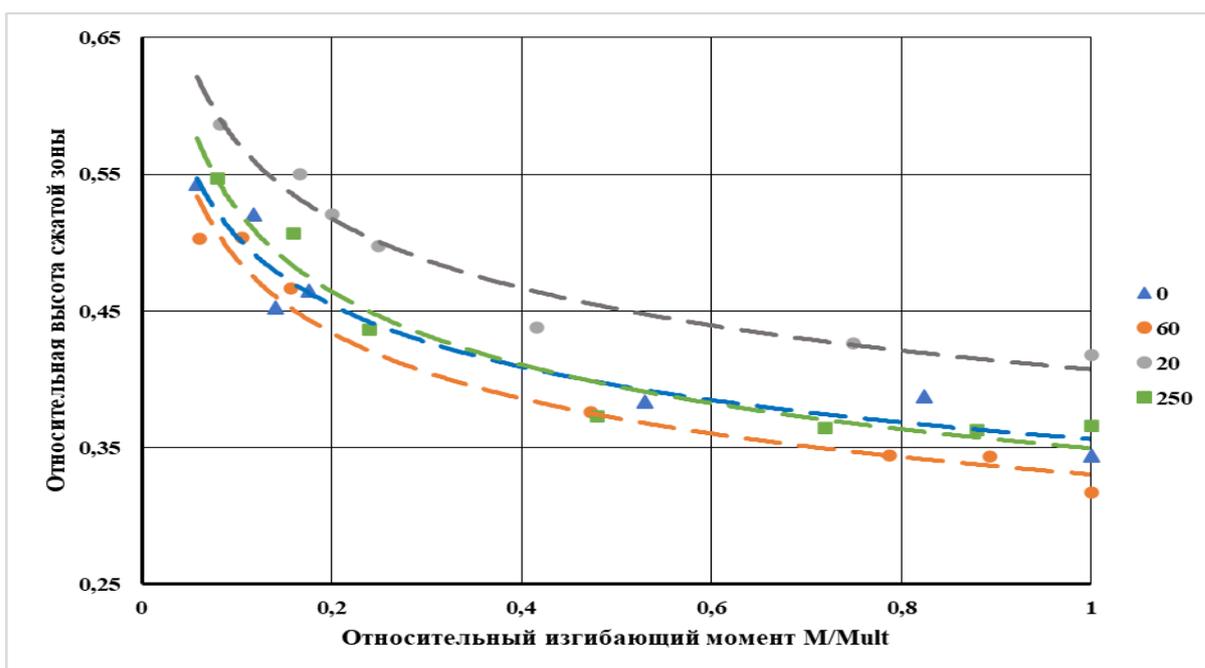


Рис. 7. – Зависимость относительной фактической высоты сжатой зоны от относительного изгибающего момента
0...250 – толщина слоя БКС в сжатой зоне балки

Из представленных данных видно, что опытные точки располагаются достаточно кучно, исключение составляют результаты испытаний балок с толщиной слоя БКС 20 мм. При этом на всем диапазоне нагружения тенденции сохраняются. Полученные данные показывают, что наличие в сжатой зоне балки слоя высокопрочного бетона не изменяет общей картины зависимости относительной высоты сжатой зоны от относительного изгибающего момента. Зависимость относительной фактической толщины слоя сжатого бетона h_c/h_0 , т.е. зависимость координаты нейтральной оси от

величины относительного изгибающего момента M/M_{ult} при варьировании толщины слоя БКС может быть описана ф.(2):

$$\frac{h_c}{h_0} = k \cdot \left(\frac{M}{M_{ult}}\right)^b, \quad (2)$$

входящие в которую параметры k и b представлены в табл. 3.

Таблица № 3

Значения параметров в ф.(2)

Показатель	Слой БКС, мм			
	0	20	60	250
k	0,36	0,41	0,33	0,35
b	-0,151	-0,149	-0,169	-0,178
R^{2*}	0,935	0,955	0,96	0,953

Примечание: * - показатель степени достоверности аппроксимации

Результаты, представленные на рис. 7 и в табл. 3 показывают, что:

- зависимости координаты нейтральной оси от величины относительного изгибающего момента характеризуются высоким показателем достоверности аппроксимации $R^2 > 0,93$, что является основанием для формулирования обоснованных выводов;
- для однослойных балок (ТБ и БКС) зависимости относительной фактической (физической) толщины слоя сжатого бетона h_c/h_0 от величины относительного изгибающего момента M/M_{ult} практически идентичны, различие на всем диапазоне изменения момента не превышает 3%;
- двухслойная балка со слоем БКС 60 мм характеризуется несколько меньшей относительной координатой нейтральной оси относительно балки из ТБ, что связано с применением более высокомодульного бетона в сжатой зоне, при этом различие составляет 7-8% на всем диапазоне изменения момента;
- двухслойная балка со слоем БКС 20 мм, разрушение которой произошло вследствие среза между слоями ТБ и БКС, характеризуется на 13-14% большей координатой нейтральной оси относительно балки из ТБ;

- при значении $M = 0,5M_{ult}$ значение h_c/h_0 для балок, предельное состояние которых связано с текучестью арматуры, составляет $0,37...0,4$, а при $M = M_{ult}$ $0,33...0,36$, что согласуется с обзорными данными, приведенными в [15].

Таким образом, при проектировании двухслойных балок рациональное значение толщины слоя высокомодульного бетона целесообразно привязывать к значению h_c/h_0 , что исключит необоснованно завышенное назначение толщины слоя высокомодульного бетона из-за нерациональности по экономическим показателям и разрушение двухслойной балки вследствие нарушения сцепления между слоями бетона при недостаточном значении толщины слоя высокомодульного бетона.

Заключение

Установлена закономерность влияния толщины слоя высокомодульного бетона в двухслойных балках на характер напряженно-деформированного состояния между слоями. Выявлена возможность разрушения балки по бетону сжатой зоны из-за скачкообразного уменьшения фактической высоты сжатой зоны, что вызвано «отстрелом» вследствие среза слоя высокомодульного бетона при его толщине менее $0,1h_0$. Получена зависимость относительной фактической толщины сжатого бетона, т.е. расстояния от краевого волокна сжатого бетона до нейтральной оси от величины изгибающего момента. Установлено, что для однослойных балок при различии модулей упругости бетонов до 20% зависимости относительной фактической толщины слоя сжатого бетона от величины изгибающего момента практически идентичны. У одно и двухслойных балок, предельное состояние которых вызвано текучестью арматуры, толщина слоя сжатого бетона составила $0,37...0,4$ при значении относительного момента $0,5$, и $0,33...0,36$ при предельном значении изгибающего момента. Полученные результаты позволят разработать рекомендации по наиболее

рациональному проектированию железобетонных балок со слоем БКС в сжатой зоне.

Литература

1. Король Е. А. Трехслойные ограждающие железобетонные конструкции из легких бетонов и особенности их расчета. Москва: Издательство АСВ. 2001. 256 с.
 2. 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.
 3. 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.
 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: <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. 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.
 10. 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.
 11. 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.
 12. Опбул Э. К. О., Калдар-Оол К. Х. Ле Деформационная модель прочности изгибаемого элемента в среде Matlab // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2022. Т. 24, № 4. С. 110-129. DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-4-110-129.
-

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. Байрамуков С. Х., Долаева З.Н. Оценка трещиностойкости и деформативности двухслойных железобетонных конструкций // Известия СКГА. Технические науки. 2019. № 3(21). С. 40-49.
 15. Рогатнев Ю.Ф., Минани Ж., Соколов О.О., Рогатнев А.Ю. Оптимизация параметров поперечного сечения двухслойных изгибаемых железобетонных элементов с высокопрочным бетоном класса В90 в сжатой зоне // Жилищное хозяйство и коммунальная инфраструктура. 2022. № 3(22). С. 17-27.
 16. Харламов С.Л., Зайцев Ю.В., Гузеев Е.А., Пирадов К.А. Расчет несущей способности железобетонных элементов с нижним слоем из легкого бетона // Бетон и железобетон. 1998. № 3. С. 5.
 17. Беляев А. В., Маилян Д.Р., Несветаев Г.В. К определению касательных напряжений в изгибаемых слоистых железобетонных элементах // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 1. С. 39-44.
 18. Маилян Д.Р., Г. В. Несветаев, С. В. Халезин, А. А. Горцевской Деформационные свойства и параметрические точки бетонов каркасной структуры // Инженерный вестник Дона. 2018. № 2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2018/4941.
 19. Дзюба В. А., И. В. Погорельских, О. А. Сайдамирова Исследование предельных деформаций железобетонных элементов с муфтовыми соединениями арматуры // Ученые записки Комсомольского-на-Амуре государственного технического университета. 2021. № 7(55). С. 88-92. DOI: 10.17084/20764359-2021-55-88.
-

References

1. Korol` E. A. Trexslójny`e ograzhdayushhie zhelezobetonny`e konstrukcii iz legkix betonov i osobennosti ix rascheta [Three-layer enclosing reinforced concrete structures made of light concrete and features of their calculation]. Moskva: Izdatel`stvo ASV. 2001. 256 p.
 2. Korol` E. A., Pugach E.M., Xar`kin Yu.A. Vestnik MGSU. 2014. № 3. pp. 67-75.
 3. Bary`kin A. B., D`yakov I.M. Nauchny`j zhurnal stroitel`stva i arxitektury`. 2017. № 2(46). pp. 18-26.
 4. Dudina I. V. Sistemy`. Metody`. Texnologii. 2009. № 1(1). pp. 90-94.
 5. Lixov, Z. R. K raschetu zhelezobetonny`x izgibaemy`x e`lementov s kombinirovanny`m prednapryazheniem s uchetom polny`x diagramm deformirovaniya materialov [To the calculation of reinforced concrete bendable elements with combined prestressing taking into account complete diagrams of deformation of materials]. Sbornik materialov mezhdunarodnoj konferencii «Stroitel`stvo-2003». Rostov/D: RGSU. 2003. pp.68-74.
 6. Klement`ev A. O., Smerdov D.N. Internet-zhurnal Naukovedenie. 2017. T. 9. № 1. URL: <http://naukovedenie.ru/PDF/34TVN117.pdf>.
 7. Kryuchkov A. A. Vestnik Belgorodskogo gosudarstvennogo texnologicheskogo universiteta im. V.G. Shuxova. 2022. № 4. pp. 82-91.
DOI: 10.34031/2071-7318-2021-7-4-82-91.
 8. Lazovskij D.N., Gluxov D.O., Lazovskij E.D., Gil` A.I. Vestnik Poloczkogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F. Stroitel`stvo. Prikladny`e nauki. 2022. № 14. pp. 29-44. DOI: 10.52928/2070-1683-2022-32-14-29-44.
 9. Mirsayapov I. T., Garifullin D.R. Izvestiya Kazanskogo gosudarstvennogo arxitekturno-stroitel`nogo universiteta. 2020. № 4(54). pp. 44-53.
 10. Novikov M. V., Cherny`shov E.M., Slavcheva G.S. Akademicheskij vestnik UralNIIproekt RAASN. 2020. № 1(44). pp. 83-88.
-

DOI 10.25628/UNIIP.2020.44.1.015.

11. Radajkin O. V., Sharafutdinov L.A. Vestnik grazhdanskix inzhenerov. 2022. № 5(94). pp. 37-53. DOI: 10.23968/1999-5571-2022-19-5-37-53.

12. Opbul E. K. o., Kaldar-Ool K.X.Le Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arxitekturno-stroitel'nogo universiteta. 2022. T. 24, № 4. pp. 110-129.

DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-4-110-129.

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. Sankt-Peterburg: EDP Sciences. 2017.

DOI:10.1051/matecconf/201710604022.

14. Bajramukov S. X., Dolaeva Z.N. Izvestiya SKGA. Texnicheskie nauki. 2019. № 3(21). pp. 40-49.

15. Rogatnev Yu.F., Minani Zh., Sokolov O.O., Rogatnev A.Yu. Zhilishhnoe xozyajstvo i kommunal'naya infrastruktura. 2022. № 3(22). pp. 17-27.

16. Xarlamov S.L., Zajcev Yu.V., Guzeev E.A., Piradov K.A. Beton i zhelezobeton. 1998. № 3. p. 5.

17. Belyaev A. V., Mailyan D.R., Nesvetaev G.V. Promy'shlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2017. № 1. pp. 39-44.

18. Mailyan D.R., G. V. Nesvetaev, S. V. Xalezin, A. A. Gorcevskej. Inzhenernyj vestnik Dona. 2018. № 2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2018/4941.

19. Dzyuba V. A., I. V. Pogorel'skix, O. A. Ucheny'e zapiski Komsomol'skogo-na-Amure gosudarstvennogo texnicheskogo universiteta. 2021. № 7(55). pp. 88-92. DOI: 10.17084/20764359-2021-55-88.