

УДК 624.072.221

ОСОБЕННОСТИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БАЛОК С ИЗМЕНЯЮЩЕЙСЯ ВЫСОТОЙ СЕЧЕНИЯ**канд. техн. наук, доц. В.Н. МАЛИНОВСКИЙ; Н.В. МАТВЕЕНКО**
(Брестский государственный технический университет)

Представлены результаты исследования напряженно-деформированного состояния предварительно напряженных балок с изменяющейся высотой сечения. Данные об особенностях напряженно-деформированного состояния получены по результатам экспериментальных исследований и численного моделирования. Предварительно выполнена верификация численной модели для оценки ее достоверности и соответствия результатов расчета методом конечных элементов опытным данным. Разница в величине разрушающей нагрузки, полученной экспериментально и на основании численного моделирования, составляет не более 10% для всех исследуемых образцов. По результатам анализа напряженно-деформированного состояния установлено, что в коньковом сечении возникает вертикальная составляющая усилий в сжатом бетоне балки. Это приводит к формированию двухосного напряженно-деформированного состояния в местах излома криволинейных балок и создаются условия для образования наклонных трещин в тех частях конструкции, где при данной схеме загрузки поперечная сила не возникает.

Ключевые слова: предварительное напряжение; коньковый узел; численная модель; трещиностойкость; вертикальная составляющая; прогиб.

Введение. Требованиям экономичности, эстетичности и эксплуатации в большей степени отвечают несущие конструкции криволинейного очертания, но в то же время такие конструкции являются более трудоемкими. С целью снижения трудозатрат по изготовлению криволинейные формы конструкций заменяются ломаным очертанием, но в связи с этим зачастую усложняется напряженно-деформированное состояние элемента, а иногда становится неизвестным местоположение опасных сечений по его длине.

В одноэтажных каркасных зданиях основным несущим элементом выступает поперечная рама с шарнирным сопряжением ригеля со стойками для сборных каркасов и жестким для монолитных. Применение жестких узлов в монолитных рамах позволяет использовать ригели ломаного и криволинейного очертания. Как правило, прямолинейные ригели монолитных железобетонных рам применяют при пролетах до 15 м, ломанные и криволинейные ригели без затяжек – до 18 м, с затяжками – до 24 м. Рамы с криволинейными ригелями также используются в качестве диафрагм коротких оболочек.

При проектировании и конструировании рам с криволинейными и ломанными ригелями особое внимание следует уделять узлам и сопряжениям элементов [1]. Узлы примыкания ригеля и стойки в монолитных рамах армируют с учетом величины изгибающего момента и местного действия напряжений в сечениях. В этой связи нижнюю грань ригеля и стойки в зоне узла выполняют со скосом-вухтом, а сжатую арматуру ригеля и стойки заводят вглубь узла, и вухт армируют дополнительными продольными стержнями и хомутами [2; 3].

В узлах рам, где ригель имеет перелом по нижней (растянутой) грани усилия, в нижней растянутой арматуре создают равнодействующую, направленную по биссектрисе входящего угла, и, как результат, арматура стремится выпрямиться и откалывает бетон. В этой связи подобного рода узлы армируют с перепуском концов нижних растянутых стержней и усиливают дополнительными поперечными стержнями, воспринимающими растягивающее усилие от вертикальной составляющей усилия в продольных растянутых стержнях [2; 3]. При этом в расчетах, как правило, не учитывается вертикальная составляющая, которая возникает в сжатой зоне бетона в сечениях с переломом по верхней грани балки.

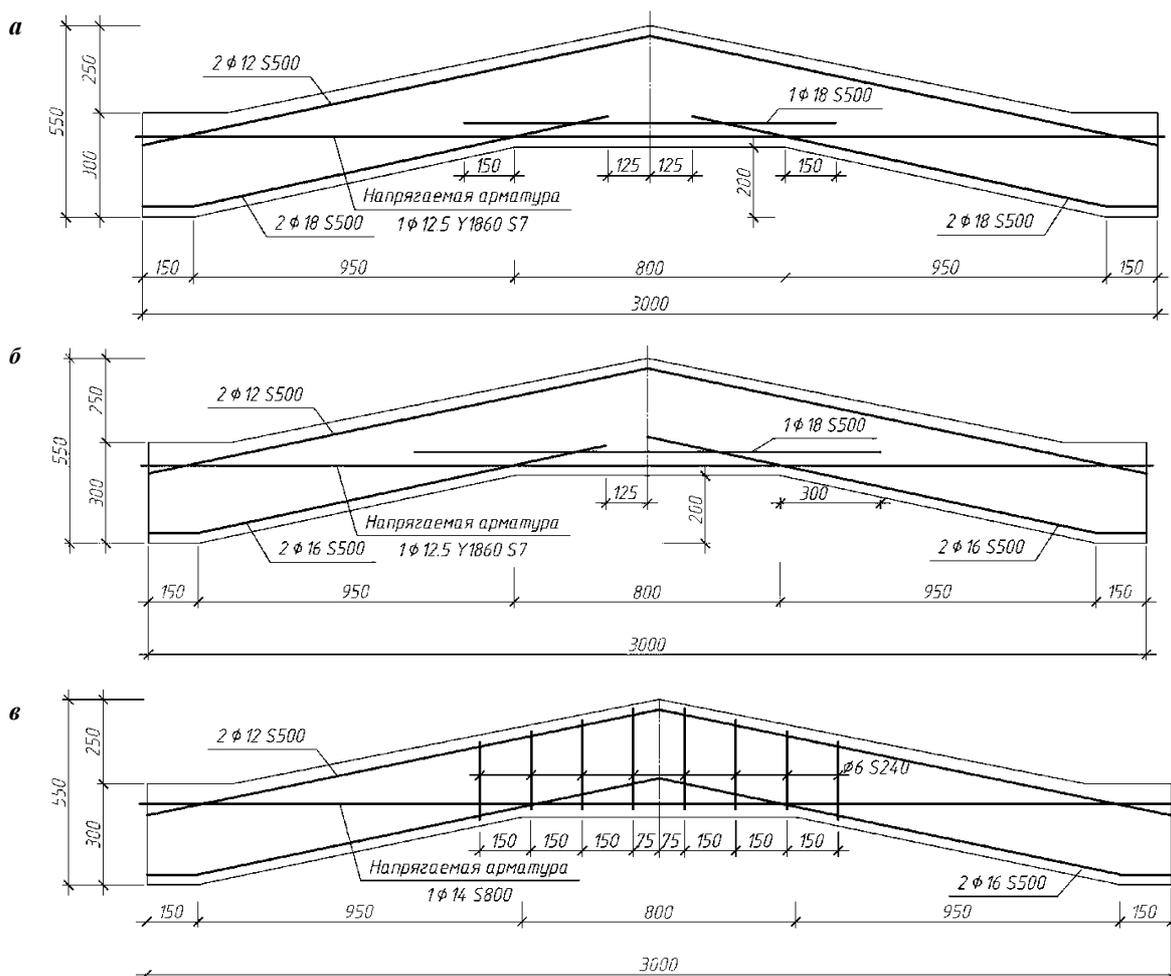
С целью получения более полной информации о характере напряженно-деформированного состояния, трещинообразования и сопротивлении криволинейных балок в местах перелома верхней и нижней граней были выполнены экспериментальные и численные исследования на ЭВМ их напряженно-деформированного состояния [4; 5].

Общая характеристика исследуемых балок

Исследования проводились на образцах-балках длиной 3 м, высота сечения – минимальная 270 мм для наклонной части, максимальная 350 мм в коньке. Ширина сечения по всей длине балки 120 мм.

Более подробная информация о конструктивном решении и армировании моделируемых балок представлена на рисунке 1, информация о примененных в балках материалах и величине предварительного обжатия приведена в таблице 1.

При моделировании искусственного каменного материала (бетона) при расчете на ЭВМ использовалась пластическая модель с вероятностью разрушения («concrete damage plasticity model»). Преимуществом данной модели является возможность учитывать образование и развитие трещин в условиях плоского напряженного состояния.



а – конструктивное решение образца Б-1; **б** – конструктивное решение образца Б-2;
в – конструктивное решение образца Б-3

Рисунок 1. – Конструктивное решение и армирование исследуемых балок

Таблица 1. – Конструктивные характеристики исследуемых балок

Балка	f_{cm}/f_{ctm} , МПа	Напрягаемая арматура	Величина предварительного напряжения, МПа	Поперечная арматура	Вид загрузки
Б-1	37,50/3,36	Ø12,5 Y1860 S7	1226,60	–	2 силы
Б-2	36,70/3,31	Ø12,5 Y1860 S7	1214,15	–	4 силы
Б-3	57,50/4,46	1Ø 14 S800	502,57	2Ø6 S240	4 силы

В основу расчетной диаграммы деформирования бетона при сжатии принята полная диаграмма деформирования согласно рекомендациям [6; 7]. Для описания в расчетах диаграммы деформирования бетона при осевом растяжении приняты аналитические зависимости L. Bertolotti [8], описывающие как восходящую ветвь, так и нисходящую.

Для упрощения математической модели, уменьшения требуемой вычислительной мощности и продолжительности расчета модели полные диаграммы деформирования бетона при сжатии и растяжении заменялись на кусочно-линейные, при этом количество линейных участков и характерные точки выбирались таким образом, чтобы расчетная диаграмма графически наиболее точно соответствовала полной диаграмме. Более подробная информация о принятых диаграммах деформирования и базовых параметрах для принятой модели сопротивления бетона (модуль упругости, коэффициент Пуассона, угол дилатации и др.) изложена в более ранних публикациях авторов [9; 10].

Для моделирования материала арматуры была использована упрощенная диаграмма деформирования с двумя линейными участками – зоной упругой работы до характеристического значения предела текучести (условного предела текучести для высокопрочной арматуры) и зоной пластической работы с незначительным упрочнением после достижения предела текучести [6, п. 6.2.1.4; п. 6.2.2.4].

Для обеспечения совместной работы арматуры с бетоном применялась модель взаимодействия материалов на основе сцепления (адгезии) бетона и арматуры («cohesive behavior»). Коэффициент сцепления подбирался таким образом, чтобы по результатам расчета длина зоны передачи предварительного напряжения соответствовала длине зоны анкеровки канатов, определяемым в соответствии с [6, п. 11.3.4 и п. 11.2.32] при характеристиках материалов, использованных в экспериментальных исследованиях.

При анализе напряженно-деформированного состояния образцов железобетонных балок принято разрушение элемента, происходящее при возникновении в анализируемой системе одного из трех критериев:

- 1) относительные деформации бетона сжатой зоны достигают величины, соответствующей предельной сжимаемости бетона $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$;
 - 2) напряжения в продольной арматуре (сжатой или растянутой) достигают предела текучести (f_{yk}) или 0,1%-ного условного предела текучести ($f_{p0,1k}$);
 - 3) касательные деформации бетона над вершиной наклонной трещины достигают предельной величины ε_{ct} .
- В качестве критерия трещинообразования принято достижение бетоном деформаций удлинения, соответствующих пиковой точке диаграммы ($\varepsilon_{cr} \geq \varepsilon_{ct}$).

Верификация численной модели

Для оценки достоверности численной модели и соответствия результатов расчета методом конечных элементов опытным данным выбраны следующие параметры сравнения: нагрузка, при которой происходит образование трещин (нормальных и наклонных); характер деформирования при приложении нагрузки (зависимость «изгибающий момент – прогиб»); характер разрушения; величина разрушающей нагрузки.

Таблица 2. – Сравнение результатов экспериментальных и численных исследований

Балка	Поперечная сила опоре V_{sd} , кН		Изгибающий момент M_{sd} , кН·м	
	при появлении наклонных трещин	при разрушении балок	при появлении нормальных трещин	при разрушении балок
1	2	3	4	5
Б-1	<u>37,5</u>	<u>52,5</u>	<u>20,0</u>	<u>52,5</u>
	35,5	48,3	22,7	48,3
Б-2	<u>40,0</u>	<u>60,0</u>	<u>11,3</u>	<u>45,0</u>
	43,2	57,6	18,0	43,2
Б-3	<u>50,0</u>	<u>95,0</u>	<u>15,0</u>	<u>71,3</u>
	45,0	92,0	22,0	67,6

Примечание. В числителе указаны величины усилий, полученные по результатам экспериментальных исследований, в знаменателе – на основании численного моделирования.

Как видно из таблицы 2, численное моделирование дает результаты, близкие к данным экспериментальных исследований. Величина изгибающего момента, при котором происходит образование нормальных трещин, в моделируемых балках в среднем на 30% выше усилий, измеренных при натурных испытаниях. Полученная разница может быть объяснена погрешностями при определении величины усилий в ходе эксперимента на начальных этапах загрузки из-за неравномерности распределения давления в системе гидравлических домкратов при их последовательном соединении. Более низкий момент трещинообразования для опытной балки Б-2 объясняется более ранним нарушением сцепления напрягаемой арматуры с бетоном и причинами, указанными выше. В графе 2 таблицы 2 представлено сравнение перерезывающих усилий, при которых происходит формирование наклонных трещин в приопорной зоне балки. Разница в величине экспериментальных и полученных методом конечных элементов усилий на данных стадиях загрузки составляет не более 5...10%.

Разрушение опытной балки Б-1 при нагружении двумя силами произошло при нагрузке $2F = 105$ кН в результате смятия сжатой зоны бетона над вершиной образовавшейся в середине пролета балки наклонной трещины. По результатам расчета методом конечных элементов данного образца предварительно напряженной железобетонной балки установлено, что разрушение происходит также в данном сечении при нагрузке $2F = 96,6$ кН.

Загружение балки Б-2 выполнялось четырьмя силами. В ходе натурных испытаний при нагрузке $4F = 120$ кН наблюдалось продергивание напрягаемой канатной арматуры и, как результат – разрушение по наклонной трещине в приопорной зоне. Данная ситуация могла возникнуть из-за недостаточного уплотнения бетона опорной части балки и, как следствие, более раннего нарушения сцепления арматуры с бетоном. Указанные причины не могут быть предусмотрены в численной модели. В связи с этим характер разрушения экспериментальной балки и модели отличен. На основании численных исследований установлено, что разрушение образца Б-2 происходит при нагрузке $4F = 115,2$ кН по наклонной трещине в середине пролета. Характер разрушения опытного образца и численной модели балки Б-3 идентичен – по нормальным сечениям в середине пролета с раздроблением бетона сжатой зоны и потерей устойчивости сжатой арматуры. Разница в величине разрушающей нагрузки, полученной экспериментально и рассчитанной теоретически, составляет 3,2% ($4F = 190$ кН и $4F = 184$ кН соответственно).

Одним из наиболее существенных показателей, характеризующих напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций, является кривизна нейтральной оси элемента. Данный показатель позволяет оценить жесткость балки как до образования трещин, так и при работе с трещинами. В связи с этим для каждой из моделируемых балок выполнено сравнение зависимостей «изгибающий момент – относительный прогиб», полученных экспериментально и на основании численных исследований (рисунок 2).

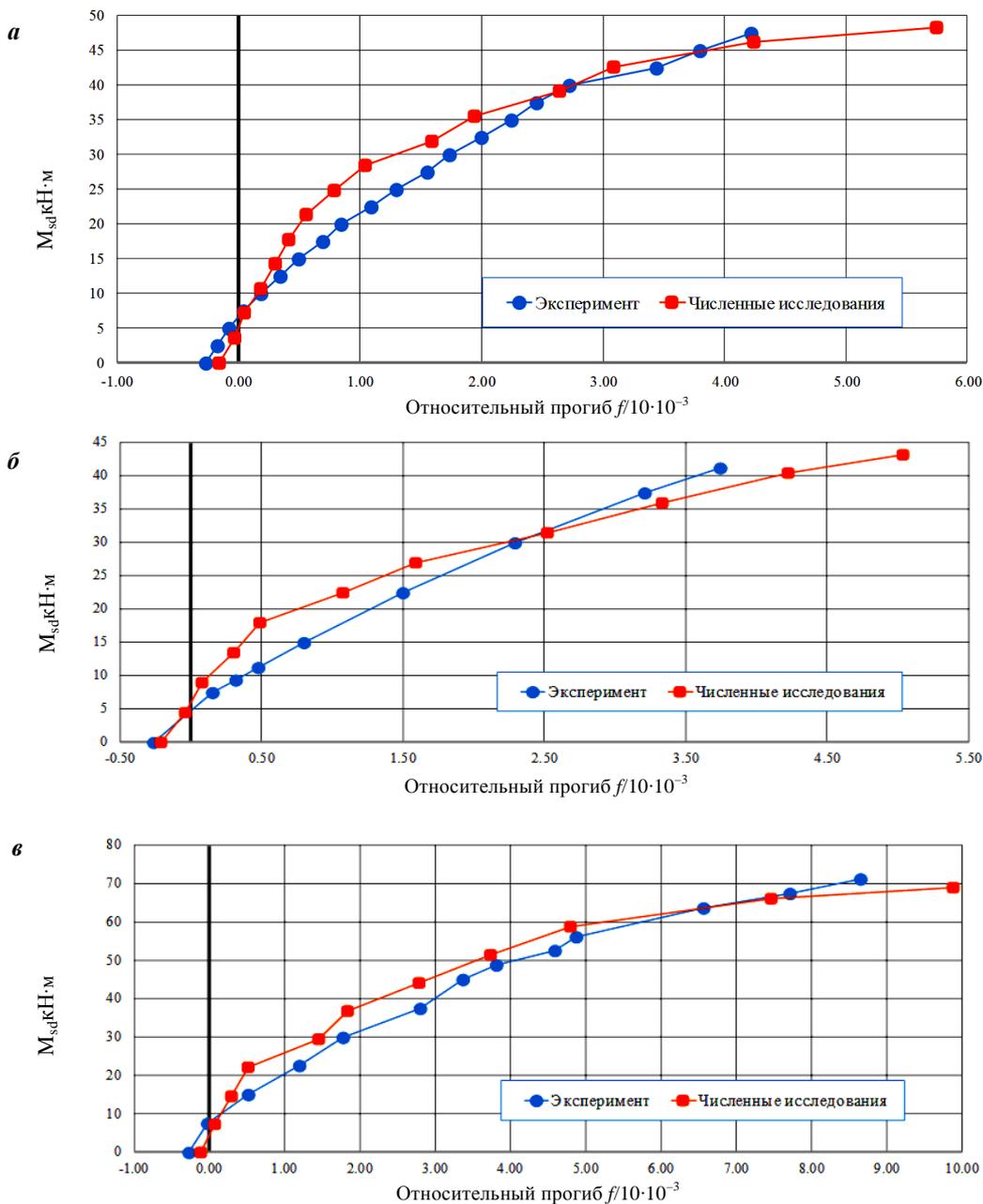


Рисунок 2. – Зависимость «изгибающий момент – прогиб» для исследуемых балок: для балки Б-1 (а); для балки Б-2 (б); для балки Б-3 (в)

Как следует из рисунка 2, результаты расчета образцов методом конечных элементов хорошо согласуются с экспериментальными данными. Наибольшие различия в величине прогибов отмечены на начальных этапах загрузки при $M_{sd} = 0,20 \dots 0,25 M_u$ (M_u – изгибающий момент при разрушении балок). На последующих этапах кривые экспериментальной и теоретической зависимостей практически совпадают.

Для образца Б-2 разница в полученных двумя способами данных деформативности более существенна. Выражается это в меньшей жесткости опытной балки на стадии работы до образования трещин. Как отмечалось выше, в данном образце при выполнении эксперимента отмечено снижение прочностных и деформативных характеристик зоны контакта напрягаемой арматуры с бетоном, что повлияло на общий характер работы балки и величину прогибов.

Следует отметить одно из преимуществ использования численного моделирования, которое заключается в возможности анализировать напряженно-деформированное состояние конструкций при нагрузках, близких к разрушающим. Как правило, при натурных испытаниях последние показания снимаются за один-два этапа до разрушения. При расчете конструкций методом конечных элементов можно определить необходимые параметры модели непосредственно перед разрушением и даже в момент достижения конструкцией предельного состояния.

Особенности напряженно-деформированного состояния

При проведении испытаний натурных образцов ригелей ломаного очертания отмечен ряд особенностей в напряженно-деформированном состоянии [2]. Особенно важным является то, что в средней части пролета при нагрузках, составляющих 50...60% от разрушающей, на расстоянии 1/3 высоты сечения от нижней грани балки нормальные трещины, образовавшиеся на предыдущих этапах загрузки, изменяли направление в сторону пролетных грузов, формируя тем самым трещины, наклонные к продольной оси. При дальнейшем увеличении нагрузки наблюдается появление и развитие продольной трещины в уровне нейтральной оси конькового сечения и в непосредственной близости от него. Причиной данного явления, по всей видимости, является формирующаяся вертикальная составляющая усилий в сжатом бетоне балки. Последнее обстоятельство особенно явно проявляется в коньке двускатных балок. Для восприятия данного усилия в конструкциях такого типа устанавливается дополнительная вертикальная арматура на участке не более 1/3 высоты сечения в коньке [10; 11].

Для более детального исследования влияния вертикальной составляющей усилий в сжатом бетоне на напряженно-деформированное состояние ломаного ригеля проведены численные исследования и построены изополя главных сжимающих и растягивающих деформаций (рисунок 3).

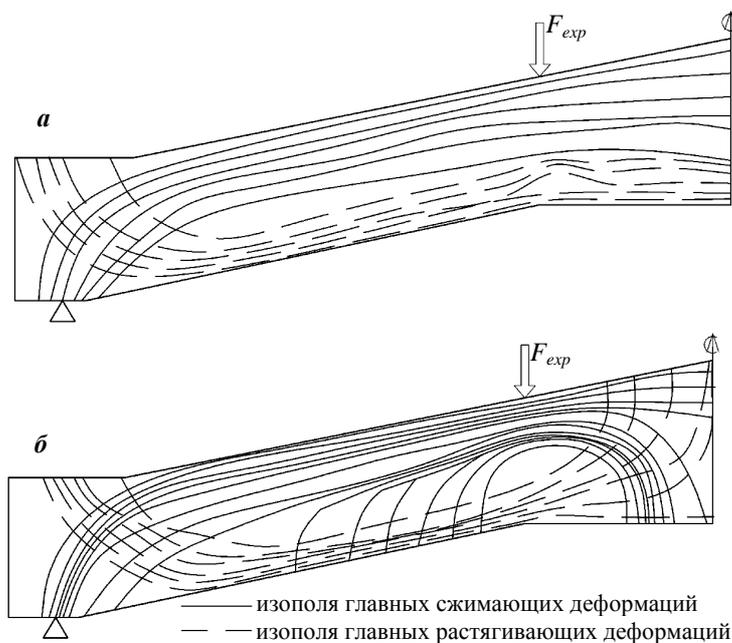


Рисунок 3. – Изополя главных деформаций для криволинейного ригеля до образования нормальных трещин (а), после образования (б)

Примечание. Изополя главных деформаций представлены для балки Б-1. Для двух других образцов схема распределения деформаций имеет тот же характер, отличие заключается только в величине деформаций.

Таким образом, по результатам проведенного исследования можно сделать следующие **выводы**:

- 1) экспериментально установлено и численными исследованиями подтверждено, что в местах излома верхней грани криволинейных и ломаных балок от равнодействующей усилия в сжатой зоне бетона возникает вертикальная составляющая, от действия которой происходит отрыв сжатой зоны и формирование двухосного напряженного состояния в средней части балки;
- 2) в результате формирования двухосного напряженно-деформированного состояния в местах излома криволинейных блок создаются условия для образования наклонных трещин, являющихся в большей степени продолжением нормальных, возникших с растянутой грани изгибаемых элементов;
- 3) кривые зависимостей «изгибающий момент – прогиб», полученные экспериментально и вычисленные методом конечных элементов для всех трех образцов, имеют одинаковый вид. Максимальные отклонения в величинах прогибов имеют место на начальных этапах загрузки и не превышают 30%;

4) на основании сравнения результатов, полученных численным моделированием, с экспериментальными данными, установлено, что принятые модели бетона и арматуры, а также взаимодействия (сцепления) бетона с арматурой достаточно точно описывают реальную работу конструкций. Погрешность при определении нагрузки, при которой происходит образование трещин, не превышает 30%, разрушающей нагрузки – 10%;

5) для криволинейных ригелей прямоугольного сечения формирование в коньковом сечении вертикального усилия, способного вызвать отрыв сжатой зоны бетона и образование наклонных трещин, возможно только после появления в этом сечении нормальной трещины.

ЛИТЕРАТУРА

1. Проектирование железобетонных конструкций : справ. пособие / А.Б. Голышев [и др.] ; под ред. А.Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – Київ : Будівельник, 1990. – 544 с.
2. Панарин, Н.Я. Железобетонные конструкции / Н.Я. Панарин, А.П. Павлов, Н.М. Онуфриев. – М. : Высш. школа, 1971. – 554 с.
3. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) – М. : Стройиздат, 1977. – 325 с.
4. Малиновский, В.Н. Синтез механики, свойств материалов и конструктивных особенностей железобетонных стропильных балок / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий, Н.В. Матвеевко // Актуальные проблемы исследования материалов, конструкций, технологий и организации строительства в трансграничном аспекте : сб. ст. II Междунар. науч. конф., Брест, 18–20 окт. 2017 г. / БрГТУ ; редкол.: С.М. Семенюк [и др.]. – Брест : БрГТУ, 2017. – С. 110–115.
5. Малиновский, В.Н. Особенности напряженно-деформированного состояния железобетонных балок ломаного очертания / В.Н. Малиновский, Н.В. Матвеевко // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР) : I Междунар. науч.-техн. конф., 30–31 марта 2017 г. / БрГТУ ; редкол.: С.М. Семенюк [и др.]. – Брест : БрГТУ, 2017. – С. 108–114.
6. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02. – Введ. 20.06.2002. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2003. – 143 с.
7. Concrete Structures standard. Part 1 – The Design of Concrete Structures : NSZ 3101-1 (2006). – Concrete Design Committee P 3101, Aug., 2008. – 295 p.
8. Bortolotti, L. First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension / L. Bortolotti // ACI Materials Journal. – 1991. – Vol. 88, № 1, Jan. – Feb. – P. 70–73.
9. Малиновский, В.Н. Эффективность железобетонных конструкций при смешанном армировании / В.Н. Малиновский, Н.В. Матвеевко // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. / РУП «Институт БелНИИС» ; редкол.: О.Н. Лешкевич (гл. ред.) [и др.]. – Минск, 2016. – Вып. 8. – С. 134–154.
10. Кривицкий, П.В. Математическая модель предварительно напряженных железобетонных балок с полого отогнутой арматурой при различных пролетах среза / П.В. Кривицкий, Н.В. Матвеевко // Вестник БрГТУ. – 2018. – № 1(109) : Строительство и архитектура. – С. 92–97.

Поступила 17.12.2018

FEATURES OF THE STRESS-STRAIN STATE OF BEAMS WITH THE CHANGING HEIGHT OF THE CROSS SECTION

V. MALINOWSKI, N. MATVEENKO

The article presents the results of research of the stress-strain state of prestressed beams with varying section height. Data on the features of the stress-strain state were obtained from the results of experimental studies and numerical modeling. Verification of the numerical model was preliminarily performed to assess its reliability and the compliance of the calculation results by the finite element method to experimental data. The difference in the magnitude of the breaking load, obtained experimentally and on the basis of numerical simulation, is not more than 10% for all the studied samples. According to the analysis of the stress-strain state, it was discovered that in the ridge section of the resulting vertical component of the efforts in the compressed concrete beams. This leads to the formation of a biaxial stress-strain state in the place of the curvature. In this way are created conditions for the formation of inclined cracks in those parts of the structure where no shear arises under this loading pattern.

Keywords: pre-stress; ridged node; numerical model; fracture toughness; vertical component; deflection.