

При всех вычислениях использовались фактические (средние) значения геометрических параметров образцов и прочностных характеристик материалов. Вычисления выполнялись исходя из равенства площадей  $A_{eff}$  и  $A_{ст}$ .

Полученные результаты (рис. 3) свидетельствуют о том, что предложенный упрощенный метод расчета позволяет получить теоретические значения, удовлетворительно совпадающие с экспериментальными значениями. В результате вычислений получено значение поправки среднего значения  $b = 0,977$  и значение коэффициента вариации вектора ошибок  $V_{\delta} = 0,113$ .

#### Заключение

1. Постановка поперечного армирования позволяет значительно увеличить несущую способность легковесных элементов при местном сжатии. Однако увеличение процента поперечного армирования более  $\rho_{xy} = 1,88\%$  не дает дополнительного прироста несущей способности. В целом увеличение несущей способности за счет постановки поперечного армирования достигает 40–80% по сравнению с несущей способностью неармированных образцов.

Полученный экспериментально характер возрастания несущей способности легковесных элементов при местном сжатии при увеличении процента поперечного армирования должен быть учтен при разработке методики расчета.

2. Разработана методика расчета несущей способности при местном сжатии элементов из легкого бетона, имеющих косвенное армирование поперечными сварными сетками. Методика основана на учете нелинейной зависимости коэффициента эффективности косвенного армирования от его интенсивности. Предложенная методика позволяет удовлетворительно оценить фактическую несущую способность косвенно армированных элементов из легкого бетона при местном сжатии (среднее отношение теоретических и экспериментальных значений составило 1,013 при коэффициенте вариации 0,102).

3. Разработана упрощенная методика расчета несущей способности при постоянном значении коэффициента эффективности косвенного армирования  $\phi_0 = 2,5$  при ограничении прочностью легкого бетона, армированного сетками, удвоенной его прочностью при отсутствии сеток. Упрощенная методика расчета позволяет получить теоретические значения, удовлетворительно совпадающие с экспериментальными

значениями (значение поправки среднего значения  $b = 0,977$  и значение коэффициента вариации вектора ошибок  $V_{\delta} = 0,113$ ).

4. Упрощенная методика расчета несущей способности при местном сжатии элементов из легкого бетона, имеющих косвенное армирование поперечными сварными сетками, может быть рекомендована для включения в нормативные документы по расчету таких элементов.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – Введ. 01.07.03. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 132 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01–84\*. – Введ. 20.08.84. – М: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
3. Axson, D. Ultimate Bearing Strength of Post-tensioned Local Anchorage Zones in Lightweight Concrete. – Thesis submitted to the faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University. – Blacksburg, 2008. – 104 p.
4. Рак, Н.А. Методика расчета прочности при местном сжатии элементов из легкого бетона / Н.А. Рак, В.В. Бондарь // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. – 2011. – № 16 – С. 40–47.
5. Рак, Н.А. Оценка надежности расчета несущей способности при местном сжатии элементов, усиленных косвенным армированием / Н.А. Рак // Строительная наука и техника. – 2012. – № 2(41). – С. 49–53.
6. EN 1992-1-1:2004. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. CEN, Brussels, 2004. – 225 p.
7. Петрова, К.В. Прочность керамзитобетонных призм, армированных поперечными сетками / К.В. Петрова, М.А. Юлдашев // Новое в технологии легких бетонов на пористых заполнителях. – М.: НИИЖБ, 1975. – С. 97–104.
8. Филиппов, Б.П. Прочность и деформативность внецентренно-сжатых колонн с косвенным армированием / Б.П. Филиппов, Н.Г. Матков // Конструкции и узлы многоэтажных зданий из железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – С. 64–86.
9. Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций: ТКП EN 1990-2011 – 64 с.

Материал поступил в редакцию 02.04.13

#### BONDAR V.V., RAK N.A. Method of calculation of bearing ability at local compression of elements from the light concrete, strengthened by indirect reinforcing

Analysis of the experimental investigation results of partially loaded lightweight concrete elements, reinforced with lateral grids, are made. The basic provisions of design procedures of bearing capacity of these elements are presented. Proposals to simplify this design procedure by using a constant value of the effectiveness coefficient are developed.

УДК 624.012.45.046

Рак Н.А., Тамкович С.Ю.

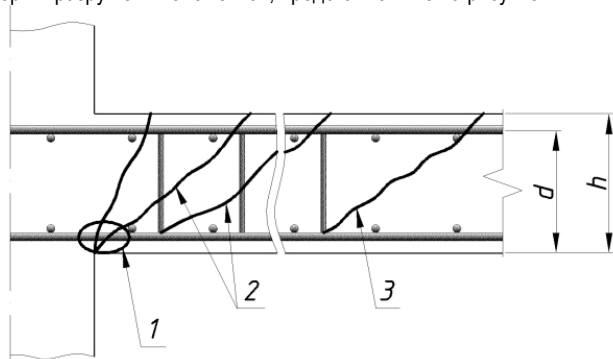
### ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА С ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРОЙ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ НА ОСНОВЕ РАСШИРЕННОГО БАНКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ

**Введение.** Авторами в статьях опубликованных ранее с помощью банка экспериментальных данных была выполнена оценка точности и надежности методик норм, действующих на территории РБ: СНБ 5.03.01-02 [1] и европейских норм EN 1992-1-1- 2009 [2] с национальным приложением. В течение времени появлялись новые доступные литературные источники, в результате чего банк экспериментальных данных постоянно пополнялся, и в результате общее

количество образцов составило 153 образца, тогда как в первом банке, по которому проводилась оценка точности и надежности, а также давались рекомендации, было 85 образцов. На основании этого было решено провести оценку точности и надежности с учетом расширенного банка экспериментальных данных и провести сравнение с ранее полученными значениями.

Тамкович Сергей Юрьевич, магистр технических наук, аспирант Белорусского национального технического университета. Беларусь, БНТУ, 220013, г. Минск, ул. Я. Коласа, 1.

**Методы расчета.** При анализе расчетных методов норм [1, 2] было установлено, что для расчета несущей способности железобетонных элементов с поперечной арматурой при местном срезе используются расчетная модель, которая учитывают различные формы разрушения элементов, представленные на рисунке 1.



1 – раздавливание бетона сжатой зоны по периметру площадки нагружения; 2 – продавливание в зоне расположения поперечной арматуры; 3 – продавливание по периметру, располагаемому за пределами крайнего периметра поперечной арматуры

**Рис. 1.** Формы разрушения плит с поперечным армированием

Условие обеспечения несущей способности можно представить в следующем виде:

$$V_{Sd} \leq v_{Rd} = \min \begin{cases} v_{Rd,max} \\ v_{Rd,sy} \\ v_{Rd,c,out} \end{cases}, \quad (1)$$

где  $V_{Ed}$  – расчетная поперечная сила на единицу длины;

$V_{Rd}$  – поперечное усилие на единицу длины, воспринимаемое сечением;

$v_{Rd,max}$  – максимальное поперечное усилие на единицу длины, воспринимаемое бетоном;

$v_{Rd,sy}$  – поперечное усилие на единицу длины, воспринимаемое бетоном и поперечной арматурой плиты;

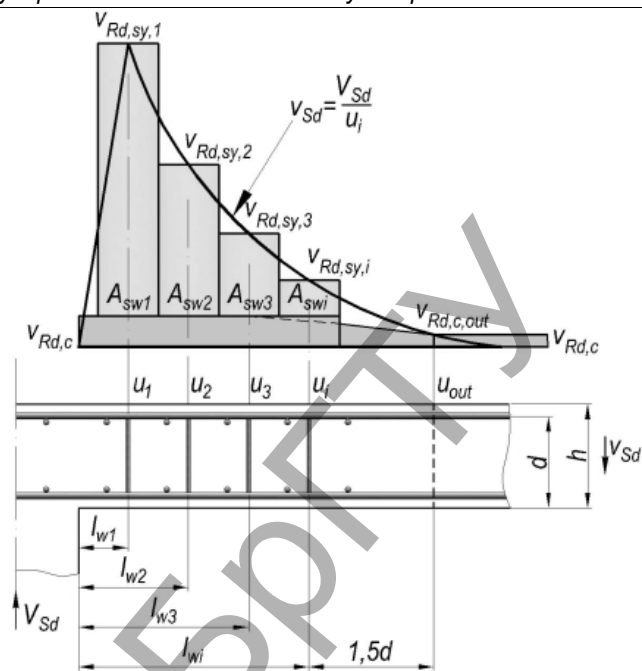
$v_{Rd,c,out}$  – поперечное усилие на единицу длины, воспринимаемое бетоном плиты за пределами поперечной арматуры.

Анализ банка экспериментальных данных (БЭД), составленного по различным литературным источникам, показал, что конструктивным требованиям норм [2] соответствует очень небольшое количество образцов (всего 6 штук) и, следовательно, выполнить оценку надежности расчета норм [2] оказалось невозможным. В связи с этим оценка надежности расчета выполнялась только для норм [1]. При этом особое внимание было уделено оценке надежности расчета при 2-й форме разрушения. Это мотивировано тем, что в большинстве своем при выполнении конструктивных требований норм [1] разрушение по 1-й и 3-й формам разрушения практически невозможно.

Подход, реализованный в [1], представлен на рисунке 2.

Как видно из рисунка 2, нормы [1] исходят из того, что суммарное поперечное усилие, воспринимаемое железобетонным элементом, складывается из усилий, воспринимаемых бетоном и поперечной арматурой. По мере удаления от опоры внешняя погонная поперечная сила уменьшается по нелинейному закону. Методика расчета состоит из последовательно выполняемых расчетов требуемой площади поперечной силы на каждом периметре ее расположения.

В таблице 1 дана сводка аналитических выражений и коэффициентов, входящих в формулы. При этом для наглядности анализа и упрощения аналитических зависимостей рассмотрен только вариант продавливания плиты с поперечной арматурой в виде вертикальных хомутов центрально сжатой колонной.



**Рис. 2.** Схема усилий в железобетонном элементе с поперечной арматурой

**Формирование банка экспериментальных данных и оценка точности расчета.** Первоначальный банк экспериментальных данных (БЭД) по испытаниям железобетонных элементов на местный срез [3] содержал 85 образцов. Однако со временем были проведены новые экспериментальные исследования, а также стали доступны данные проведенных ранее исследований. Среди таких работ следует выделить работы Birkle (2008), Lee (1999), Mokhtar (1985) Seible (1980) и др. В результате расширенный БЭД включил в себя экспериментальные данные по 153 образцам, т.е. увеличился 1,5 раза. Краткая характеристика образцов рабочей выборки приведена в таблице 2.

Далее полная выборка редактировалась в соответствии со следующими критериями:

- исключение образцов, не соответствующих требованию  $v_e \leq 1,5v_{Rd,c}$ ;
- исключение образцов, в которых  $s_{w1} \geq 0,5d$  и  $s_w \geq 0,75d$ ;
- исключение образцов, которые в результате расчета разрушаются не по 2-ой форме;
- исключение образцов, отсутствие которых позволяет улучшить сходимость.

При описании критериев использованы следующие параметры:

$v_{Rd,c}$  – поперечная сила на единицу длины, воспринимаемая бетоном на критическом периметре;

$v_e$  – экспериментальное разрушающее поперечное усилие на единицу длины, воспринимаемое сечением;

$v_i$  – теоретическое разрушающее поперечное усилие на единицу длины, воспринимаемое сечением.

Далее было определено отношение опытной к вычисленной (теоретической) несущей способности для каждого образца.

Следует отметить, что в большинстве опубликованных исследований не приведены сведения о форме разрушения образцов от продавливания. В связи с этим отношение к той или иной форме разрушения производилось по результатам расчетов. Такой подход, на наш взгляд, вполне обоснован, поскольку полученная по результатам расчетов форма разрушения образцов в большинстве случаев совпадала с фактической формой разрушения образцов, если она была указана в исследованиях.

Основные результаты отбора образцов и оценки точности методов расчета представлены в таблицах 3 и 4.

Таблица 1. Аналитические зависимости для расчета плит с поперечной арматурой на продавливание

СНБ 5.03.01-02 [1]	$v_{Rd} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100\rho_l f_{ck})^{1/3} d + \frac{A_{sw,i} f_{ywd} d}{s_w u_i}, \text{ при } C_{Rd,c} = 0,225$
Зависимость, предложенная в [7]	$v_{Rd} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100\rho_l f_{ck})^{1/3} d + \frac{A_{sw,i} f_{ywd} d}{s_w u_i}, \text{ при } C_{Rd,c} = 0,24$
Предлагаемая зависимость по [6]	$v_{Rd} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (35\rho_l + 0,65) (f_{ck})^{1/3} d + \frac{A_{sw,i} f_{ywd} d}{s_w u_i}, \text{ при } C_{Rd,c} = 0,24$

В приведенных зависимостях приведены следующие обозначения:  
 $f_{ck}$  — соответственно нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию, определенное с обеспеченностью 0,95, [МПа];  $f_{ywd}$  — расчетное сопротивление поперечной арматуры, [МПа];  $s_w$  — шаг поперечной арматуры;  $A_{sw,i}$  — площадь поперечной арматуры, расположенной вдоль периметра  $u_i$ ;  $\rho_l$  — коэффициент продольного армирования;  $d$  — рабочая высота плиты;  $\gamma_c$  — коэффициент безопасности по бетону

Таблица 2. Основная выборка опытных образцов

Автор (год исследования)	Кол-во	$d$ , мм	$l_c$ , мм	$f_c$ , МПа	$\rho$ , %	$\rho_w$ , %	$V_{exp}$ , кН
Franz (1963)	11	125-129	210	19,8-26,9	0,48-1,21	0,04-1,65	280-432
Regan (1974, 1988, 1990)	6	128-259	235-600	27,8-41,8	0,62-1,77	0,18-2,34	617-1800
Seible (1980)	7	121	305-310	33,6	1,17	0,32-1,2	538-623
Maissen (1985)	4	165-245	250-300	27,2-28,4	0,95-1,41	0,22-1,8	720-1469
Mokhtar (1985)	7	113	250	27,1-48,4	1,46	0,12-1,07	520-583
Tolf (1989)	6	100-200	125-250	19,3-26,3	0,34-0,86	0,18-1,04	144-894
H. Muller (1991)	4	220-280	300-450	21,5-30,6	0,3-1,43	0,18-0,89	849-1928
Gomes (1991, 2000)	11	154-164	200	28,4-41,6	1,23-1,31	0,09-2,33	790-1227
Chana (1992, 1993)	14	188-210	300-400	29-40,9	0,79-0,85	0,12-1,29	981-2028
Yamada (1992)	9	167	300	18,8-22,8	0,96-1,32	0,11-3,46	600-1274
Beutel (1996, 2000)	10	190-350	200-400	23,2-45,3	0,5-1,36	0,05-1,55	1055-1936
Samadian (1997)	11	160-244	200-500	21-44,7	0,67-1,64	0,05-2,32	850-1440
Lee (1999)	5	150-230	290-400	71,2-78,3	1,52-2,03	0,21-0,94	1190-1900
Trautwein (2001, 2006)	13	154-164	200	35,2-44,4	1,2-1,26	0,06-4,5	853-1222
Birkle (2008)	6	124-260	250-350	29-38	1,1-1,54	0,07-1,59	574-1620

В таблице представлены только те исследования, в которых общее количество опытных образцов превышало 5 штук.

Таблица 3. Исключение образцов по конструктивным требованиям

№ п/п	Критерий	Всего образцов	Исключено образцов	Осталось образцов
1	Условие $v_e \leq 1,5v_{Rd,c}$	153	63	90
2	Условие $s_{w1} \geq 0,5d$ и $s_w \geq 0,75d$	90	25	65
3	Разрушение образцов по 1-й и 3-й формам	65	12	53
4	Условие $v_e / v_t > 1,7$	53	6	47
Количество образцов для оценки точности и надежности				47

Таблица 4. Основные результаты оценки точности методов расчета

Зависимость	[1]	[1] при $C_{Rd,c}=0,24$	Предлагаемая зависимость
Поправка среднего значения $b$	1,300	1,255	1,242
Коэффициент вариации $V_\delta$ величины рассеяния $\delta$	0,146	0,141	0,144

Анализ результатов, представленных в таблице 4, позволил сделать следующие выводы:

- Отклонения поправки среднего значения  $b$  близки к 1 и не превышают 1,3 и отличаются друг от друга незначительно.
- Значения коэффициента вариации  $V_\delta$  величины рассеяния  $\delta$  не превышают 0,146.

Незначительное отличие значений поправки среднего значения  $b$  и коэффициентов вариации  $V_\delta$  величины рассеяния  $\delta$  для оцениваемых методов расчета, по-видимому, обусловлено практически

одинаковыми подходами к механизму разрушения от продавливания, а также одинаковыми расчетами прочности бетона на срез.

**Влияние ограничения по установке поперечной арматуры.** Изучение различных нормативных документов показало, что в большинстве из них возможность установки поперечного армирования ограничивается условием:

$$v_{Sd} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c}, \quad (2)$$

где  $v_{Sd}$  — поперечная сила на единицу длины, действующая на критическом периметре;

Таблица 5. Основные результаты анализа значений  $k_{max,m}$  по группам образцов в зависимости от  $f_c$

№	Интервал $f_c$ , МПа	$n$ , шт.	$k_{max,m}$	$f_{cm}$ , МПа
1	17,2...24,7	28	1,388	21,4
2	25,3...29,9	31	1,396	27,5
3	30,0...35,4	30	1,476	32,6
4	35,0...39,7	35	1,527	36,9
5	40,6...78,3	29	1,486	51,8

$V_{Rd,c}$  – поперечное усилие на единицу длины, воспринимаемое бетоном на критическом периметре;

$k_{max}$  – коэффициент, учитывающий максимально возможное усилие на критическом периметре при установке поперечной арматуры.

Анализ нормативных документов показал следующее, что в ENV 1992-1-1:1992 [3] значение коэффициента  $k_{max} = 1,6$ . В DIN 1045-1:2001 [4]  $k_{max} = 1,5$ . Но в то же время в дальнейшем в различных рекомендациях оно увеличивалось до 1,9. Следует заметить тот факт, что в EN 1992-1-1:2004 [2] данное условие вообще исключено. В СНБ 5.03.01-02 [1] возможность установки поперечного армирования для обеспечения несущей способности плиты на продавливание (местный срез) проверяется при  $k_{max} = 1,5$ .

Следует отметить, что в настоящее время на территории Республики Беларусь одновременно действуют два нормативных документа: СНБ 5.03.01-02 [1] и европейские нормы в виде EN 1992-1-1:2004 [2] с национальным приложением. Кроме того, взамен действующего в Республике Беларусь СНБ 5.03.01-02 [1] разрабатывается группа технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь, в число которых входит ТКП «Бетонные и железобетонные конструкции. Часть 2. Общие правила проектирования ненапряженных конструкций из тяжелого бетона». В связи с этим было изучено, насколько выполнение данного условия может повлиять на несущую способность железобетонных элементов с поперечной арматурой при местном срезе.

С этой целью расширенный банк экспериментальных данных был условно разделен в зависимости от прочности бетона на сжатие  $f_c$  на группы образцов. Далее для каждого образца находилось значение  $k_{max,i}$  по формуле:

$$k_{max,i} = \frac{v_e}{0,225 \cdot k \cdot (100\rho_l)^{1/3} (f_{ck})^{1/3} \cdot d} \quad (3)$$

Далее для каждой группы образцов определялись средние значения  $k_{max,m}$ :

$$k_{max,m} = \frac{\sum_{i=1}^n k_{max,i}}{n} \quad (4)$$

где  $n$  – количество образцов в группе.

Полученные значения приведены в таблице 5 и на рисунке 3.

Как следует из приведенных на рисунке данных, облако значений  $k_{max}$  располагается практически равномерно относительно значения 1,5 при широком диапазоне изменений прочности бетона  $f_c$ . На основании имеющихся исходных данных и полученных с их помощью результатов можно сделать вывод о том, что используемое в нормах [1] значение  $k_{max} = 1,5$  является достоверным.

Следует отметить, что результаты проведенного анализа справедливы только для железобетонных элементов, выполненных из тяжелого бетона с поперечной арматурой в виде вертикальных хомутов и продавливаемых центрально нагруженной колонной при диапазоне изменений прочности бетона, представленных в таблице 2.

**Оценка надежности расчета несущей способности.** Оценка надежности расчета была выполнена согласно положениям приложения D [5] с учетом изменчивости базисных переменных.

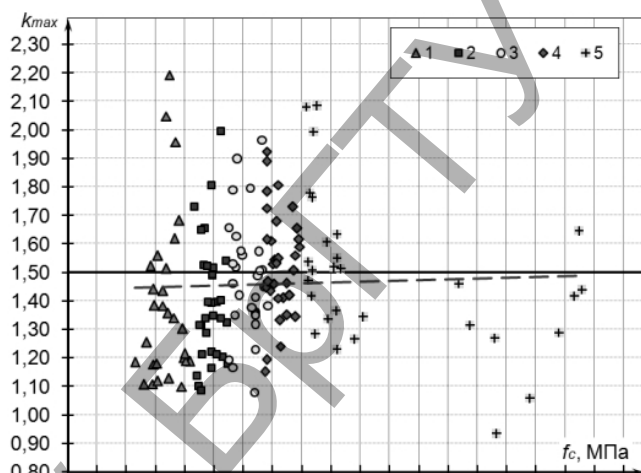


Рис. 3. Зависимость  $k_{max}$  от прочности бетона  $f_c$   
 1 –  $f_c = 17,2...24,7$ ; 2 –  $f_c = 25,3...29,9$ ; 3 –  $f_c = 30,0...35,4$ ;  
 4 –  $f_c = 35,0...39,7$ ; 5 –  $f_c = 40,6...78,3$ ;

Рис. 3. Зависимость  $k_{max}$  от прочности бетона  $f_c$

При этом допускаемый коэффициент поперечного армирования  $\rho_{sw,max}$  определялся исходя из условия  $V_{Sd,m} \leq 1,5V_{Rd,c,m}$ , по следующей зависимости:

$$\rho_{sw,max} = \frac{0,5v_{Rd,c,m}}{d \cdot f_{ywm}} \quad (5)$$

где  $v_{Rd,c,m}$  — поперечное усилие на единицу длины, воспринимаемое бетоном, вычисленное при средних значениях базисных переменных;

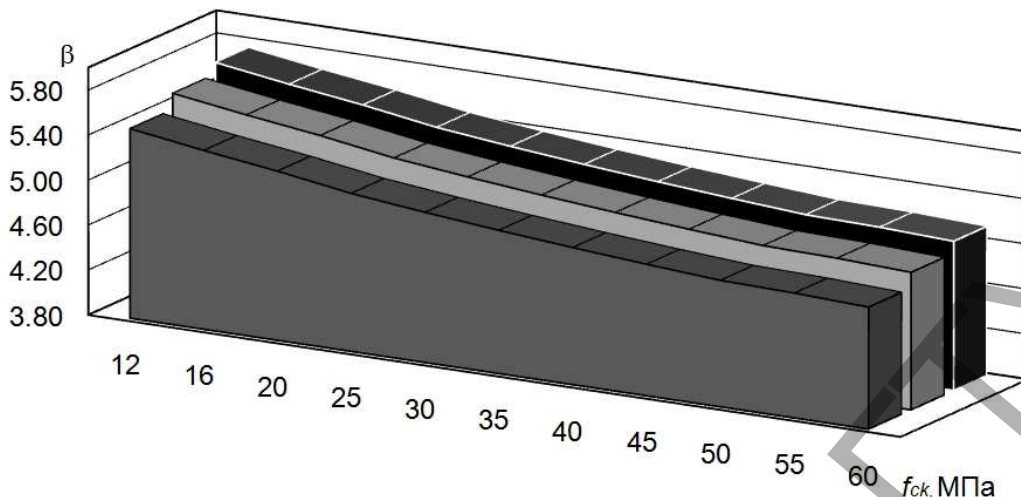
$f_{ywm}$  — среднее сопротивление поперечной арматуры.

Значения минимального коэффициента поперечного армирования определялись по зависимости, приведенной в [1]

$$\rho_{sw,min} = 0,16 \frac{f_{ctm}}{f_{ym}} \quad (6)$$

Результаты вычисления значений индекса надежности  $\beta$ , обеспечиваемого расчетными зависимостями, приведенными в таблице 1, при различных прочностях бетона  $f_{ck}$  приведены на рисунках 4 и 5 при значениях коэффициента поперечного армирования  $\rho_{sw,min}$  и  $\rho_{sw,max}$  соответственно.

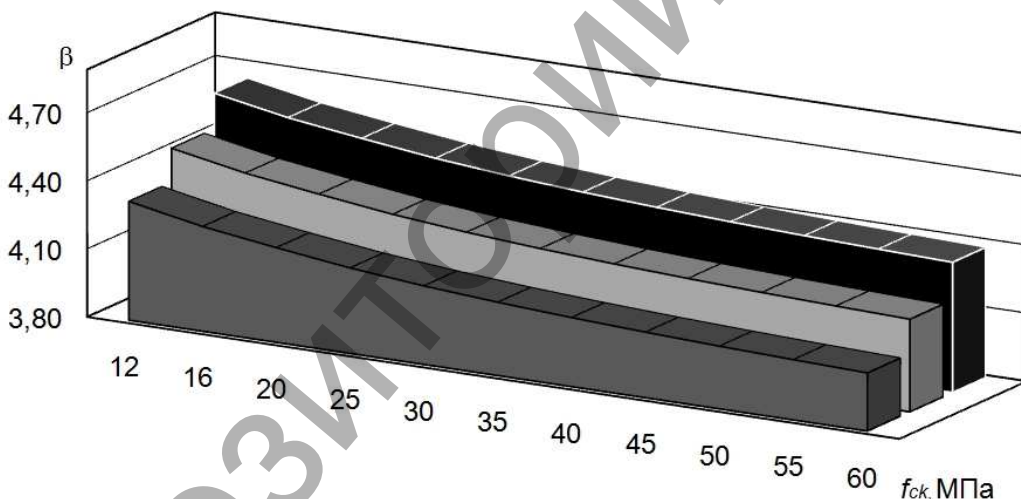
Была выполнена оценка влияния на надежность расчета значений базисных переменных. При этом было установлено, что такие базисные переменные, как коэффициент продольного армирования, длина площадки нагружения и прочность поперечной арматуры, практически не оказывают влияния на значения индекса надежности. В то же время с увеличением рабочей высоты сечения плиты (при сохранении значений остальных базисных переменных) происходит снижение индексов надежности (рис. 6), что указывает на то, что рабочая высота оказывает существенное влияние на надежность железобетонных плит с поперечной арматурой, продавливаемых центрально нагруженной колонной.



$f_{ck}$ , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60
■ - 1	5.49	5.39	5.30	5.20	5.14	5.07	5.02	4.97	4.92	4.91	4.88
▣ - 2	5.63	5.54	5.45	5.35	5.28	5.22	5.16	5.11	5.06	5.05	5.02
■ - 3	5.74	5.64	5.55	5.45	5.38	5.32	5.26	5.21	5.17	5.15	5.13

1 – расчет по предлагаемой зависимости; 2 – расчет по [1] при  $C_{Rd,c}=0,24$ ; 3 – расчет по [1]

Рис. 4. Зависимость значений индекса надежности  $\beta$  от значений прочности бетона  $f_{ck}$  при  $\rho_{sw,min}$  (при  $d = 250$  мм ( $h=300$  мм) и проценте продольного армирования  $\rho = 2\%$ )



$f_{ck}$ , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60
■ - 1	4,32	4,26	4,22	4,18	4,15	4,12	4,10	4,09	4,08	4,07	4,06
▣ - 2	4,47	4,41	4,37	4,33	4,30	4,27	4,26	4,24	4,23	4,22	4,21
■ - 3	4,63	4,57	4,53	4,49	4,46	4,44	4,42	4,41	4,39	4,38	4,37

1 – расчет по предлагаемой зависимости; 2 – расчет по [1] при  $C_{Rd,c}=0,24$ ; 3 – расчет по [1]

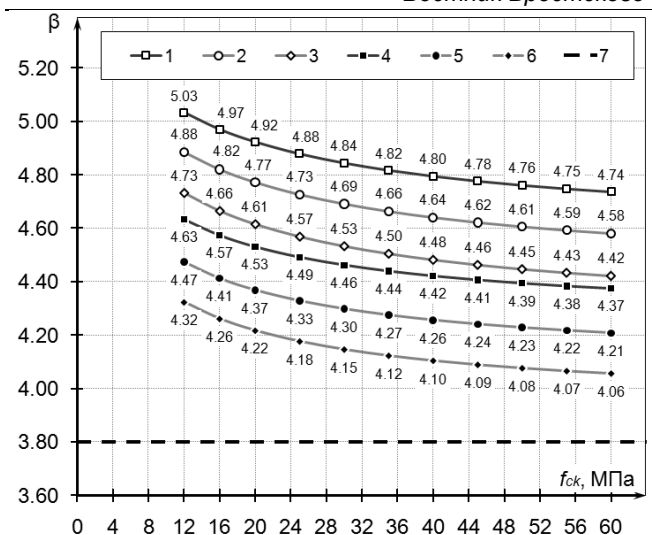
Рис. 5. Зависимость значений индекса надежности  $\beta$  от значений прочности бетона  $f_{ck}$  при  $\rho_{sw,max}$  (при  $d = 250$  мм и проценте продольного армирования  $\rho = 2\%$ )

**Заключение.** С использованием расширенного банка экспериментальных данных по испытаниям на местный срез плит с поперечной арматурой, продавливаемых центрально нагруженной колонной, была выполнена согласно положениям приложения D [5] оценка точности методов расчета, регламентированных нормами [1] и методики расчета [1] с учетом поправок [7]. Установлено, что значения  $\beta$  и коэффициента вариации величины рассеяния  $\delta$  незначительно отличаются друг от друга.

На основании имеющихся исходных данных и полученных с их помощью результатов было установлено, что условие  $v_{Sd} \leq 1,5v_{Rd,c}$ ,

ограничивающее возможность установки поперечной арматуры при продавливании является достоверным для железобетонных элементов, выполненных из тяжелого бетона с поперечной арматурой в виде вертикальных хомутов и продавливаемых центрально нагруженной колонной.

Оценка надежности при принятых исходных данных методов расчета прочности при местном срезе плит с поперечной арматурой, продавливаемых центрально нагруженной колонной, показала, что представленные методы расчета обеспечивают запасы прочности для конструкций класса надежности RC2, для которых значения  $\beta = 3,8$ .



1 – [1] при  $d=150$  мм; 2 – [7] при  $C_{Rd,c}=0,24$  и  $d=150$  мм; 3 – предлагаемая зависимость и  $d=150$  мм; 4 – [1] при  $d=250$  мм; 5 – [7] при  $C_{Rd,c}=0,24$  и  $d=250$  мм; 6 – предлагаемая зависимость и  $d=250$  мм; 7 – линия  $\beta = 3,8$

**Рис. 6.** Зависимость значений индекса надежности  $\beta$  от значений прочности бетона  $f_{ck}$  при различных значениях рабочей высоты

В ходе вычисления индексов надежности было установлено, что существенное влияние на значения  $\beta$  оказывают прочность бетона, рабочая высота сечения и коэффициент поперечного армирования, при этом было установлено, что при увеличении этих базисных пере-

менных происходит снижение индексов надежности. Остальные базисные переменные, а именно коэффициент продольного армирования, длина площадки нагружения и прочность поперечной арматуры, практически не оказывают влияния на значения индекса надежности.

На основании вышесказанного можно рекомендовать использовать предлагаемую методику при разработке технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139 с.
2. European Standard. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1–1: General rules and rules for buildings: EN 1992–1–1:2004. – Brussels, CEN, 2004. – 225 p.
3. European Standard. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings: ENV 1992-1-1:1992. – Brussels, CEN, 1991. – 176 p.
4. DIN 1045-1:2001. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2001. – 148 p.
5. ТКП EN 1990–2011 Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций / МАиС РБ. – Минск, 2012. – 74 с.
6. Рак, Н.А. Оценка надежности расчета железобетонных элементов при продавливании при использовании линейной зависимости для учета влияния / Н.А. Рак, С.Ю. Тамкович // Вестник БрГТУ. – 2012. – №1 (73): Строительство и архитектура. – С. 159–163.
7. Рак, Н.А. Оценка надежности методов расчета прочности железобетонных элементов с поперечной арматурой при продавливании / Н.А. Рак, С.Ю. Тамкович // Строительная наука и техника. – 2011. – № 6. – С. 15–20.

Материал поступил в редакцию 02.04.13

#### RAK N.A., TAMKOVICH S.Yu. Assessment of reliability of methods of calculation of bearing ability of elements from heavy concrete with cross fittings at breakdown on the basis of expanded bank of experimental data

With use of broadened experimental databank the estimation of accuracy of calculation of design codes operating in territory of Belarus is executed. The index of reliability of the designs, provided is determined at calculation on these design codes. On the basis of the analysis offers on perfection of methods of punching shear strength calculation of reinforced concrete slabs are given.