УДК 624.07

© Б. С. Соколов, д-р техн. наук, профессор,
член-корреспондент РААСН
© Е. О. Трошков, ассистент
(Поволжский государственный технологический
университет)
E-mail: troshkoveo@mail.ru

DOI 10.23968/1999-5571-2017-14-3-32-39

© B. S. Sokolov, Dr. Sci. Tech., Professor,
Correspondent Member of RAACS
© E. O. Troshkov, assistant lecturer
(Volga State University of Technology)
E-mail: troshkoveo@mail.ru

ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ШТЕПСЕЛЬНЫХ СТЫКОВ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ С КОЛОННАМИ В НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЕ УИКСС

THE DEFORMABILITY OF PLUG-IN JOINTS OF PREFABRICATED REINFORCED CONCRETE SLABS AND COLUMNS IN THE UIKSS STRUCTURAL FLOOR SYSTEM

Приведены результаты численных и экспериментальных исследований штепсельных стыков колонн с плитами перекрытия железобетонных каркасных зданий. Их особенностью является участие в работе пяти элементов — двух торцов колонн, плиты перекрытия и двух растворных швов. Впервые создана методика расчета осевой и сдвиговой деформативности таких стыков, что позволяет оценить перемещения всей несущей системы.

Ключевые слова: сборный железобетонный каркас, каркас УИКСС, штепсельные стыки, безбалочные перекрытия, деформативность стыков железобетонных элементов.

The article presents the results of numerical and experimental study of plug-in joints of columns and slabs in prefabricated reinforced concrete frame buildings. The feature of such joints is five elements participating in the work — two abutting ends of the columns, a slab and two mortar joints. A method for calculating the axial and shear deformability of these joints has been developed for the first time. It makes possible to estimate the horizontal and vertical displacements of the frame.

Keywords: prefabricated reinforced concrete frame, the UIKSS system frame, plug-in joints, flat slabs, deformability of joints of reinforced concrete elements.

Несущую систему УИКСС («Универсальная индустриальная каркасная система строительства») можно применять для строительства новых и реконструкции существующих зданий и сооружений различного функционального назначения [4, 5 и др.]. По существующей классификации она относится к каркасным системам с безбалочными бескапитальными перекрытиями, но имеет принципиальное отличие по конструктивному решению стыка надколонной плиты перекрытия с колоннами, выполненного с использованием штепсельного соединения (рис. 1).

Для широкого внедрения системы необходимо проведение исследований напряженно-деформированного состояния (НДС) таких стыков с целью разработки методик расчета по предельным состояниям.

Теоретические основы расчета стыков рассмотрены в работе [7]. Ниже изложены результаты изучения осевой и сдвиговой деформативности [3], завершившиеся созданием предложений по их оценке. Для достижения поставленной цели проводилось исследование НДС стыков, включающее:

- компьютерное моделирование НДС в сертифицированном программном комплексе, реализующем метод конечных элементов, которое позволило определить факторы, влияющие на работу стыка и оптимизировать программу проведения физических экспериментов [11 и др.];
- экспериментальные исследования, с помощью которых были получены данные о прочности и деформативности стыка, а также его отдельных элементов при действии различных нагрузок и их комбинаций [12 и др.].

Для создания методик расчета деформативности стыка применим диаграммный метод, который позволяет оценить состояние конструкций на всех стадиях НДС и учесть совместную работу элементов. Для построения диаграмм деформирования необходимо знать параметрические точки зависимости «усилия – перемещения» по мере увеличения действующих нагрузок вплоть до разрушения конструкций.

В работе [7] показано, что для оценки прочности стыка при сжатии можно использовать теорию силового сопротивления анизотропных материалов сжатию [8]:

$$N_{ult} = \left(\frac{[(N_{bt} + N_{sw}) \cos \alpha + N_{sh}]}{\sin \alpha} + N_{ef} + Q_{sd} + \gamma_s N_s \right), \quad (1)$$

где N_{bt} , N_{sh} , N_{ef} , N_{sw} , Q_{sd} , N_s — сопротивление бетона отрыву, сдвигу, раздавливанию, поперечных

стержней растяжению, хомутов из полосовой стали, продольной арматуры; α — угол наклона грани клина к грузовой площадке, γ_s — коэффициент условий работы продольной арматуры.

При действии сдвигающих усилий

$$Q \leq Q_{ult} = Q_{bt} + Q_{sw1} + Q_{sw2} + Q_s + N \cdot \mu, \quad (2)$$

где Q_{bt} , Q_{sw1} , Q_{sw2} , Q_s — сопротивление бетона колонны отрыву, стержней сеток косвенного армирования, хомутов из полосовой стали, продольного армирования; N — продольное усилие; μ — коэффициент трения по контакту «раствор – бетон» (0,32).

Приведенные условия прочности (1), (2) применимы для расчетов конструкций стыка в эксплуатационной стадии и позволяют оценить несущую способность торцевых участков верхней и нижней колонн, которые различаются значениями воспринимаемых усилий и геометрическими характеристиками расчетных зон.

Рис. 1. Штепсельный стык надколонной плиты с колоннами: 1 — выпуски продольной арматуры; 2 — скважины; 3 — металлические гофрированные трубки; 4 — хомуты из полосовой стали; 5 — сетки косвенного армирования; 6 — растворный шов; 7 — отверстие для инъектирования раствора; 8 — дублирующие стержни; 9 — продольная арматура верхней колонны; 10 — верхнее продольное армирование плиты; 11 — нижнее продольное армирование плиты; 12 — поперечное армирование плиты; 13 — центрирующая прокладка

Параметрические точки диаграмм «усилия – перемещения» в упругой стадии работы, стадии трещинообразования и развития трещин, а также предельные значения при разрушении получены по результатам компьютерного моделирования и экспериментальных исследований.

Получено, что **осевая деформативность** складывается из деформаций «верхней» и «нижней» частей стыка (рис. 2):

- «верхняя» часть стыка включает в себя растворный шов толщиной t и торцевой участок колонны на высоте зоны трехосного сжатия ($h_{k,v}$) [6] при величине продольного усилия N_v ;

- «нижняя» часть состоит из плиты перекрытия толщиной h_p , растворного шва толщиной t и оголовка колонны на высоте зоны трехосного сжатия $h_{k,n}$ при величине продольного усилия N_n .

При компьютерном моделировании НДС и экспериментальных исследованиях контролировались деформации стыка в целом, бетона колонн и растворных швов совместно с бетоном колонн (рис. 3). Это позволило получить возможность представлять трехлинейную диаграмму деформирования «верхней» и «нижней» частей стыка при сжатии (рис. 4):

стадия I — упругая стадия при $N \leq (N_1 = 0,7N_{ult})$;

стадия II — трещинообразование при $(N_1 = 0,7N_{ult}) < N \leq (N_2 = N_{ult})$;

стадия III — разрушение при $N = (N_3 = N_{ult})$.

Рис. 2. К определению осевой деформативности

Полученную диаграмму можно описать в соответствии с подходом, представленным в своде правил по расчету железобетонных конструкций:

$$N = \begin{cases} \frac{N_1}{\Delta_1} \Delta, & 0 < \Delta \leq \Delta_1; \\ \left[\left(1 - \frac{N_1}{N_2} \right) \frac{\Delta - \Delta_1}{\Delta_2 - \Delta_1} + \frac{N_1}{N_2} \right] N_2, & \Delta_1 < \Delta \leq \Delta_2; \\ N_3, & \Delta_2 < \Delta \leq \Delta_3, \end{cases} \quad (3)$$

где N — значение продольного усилия в колоннах (N_v , N_n), полученное по результатам статического расчета каркаса; Δ — величина продольных деформаций стыка при действии усилия N .

Определение параметрических точек Δ_1 , Δ_2 , Δ_3 для построения диаграммы выполняется по выражениям (4)–(9), приведенным в табл. 1.

После определения параметрических точек и построения диаграмм вычисляются значения осевой податливости (10) и коэффициенты линейной жесткости стыка (11) для стадий I, II и III, которые необходимы при выполнении статического расчета каркаса.

$$\frac{1}{C_{z,I}} = \frac{\Delta_1}{N_1}; \quad \frac{1}{C_{z,II}} = \frac{\Delta_2}{N_2}; \quad C_{z,III} = \frac{\Delta_3}{N_3}; \quad (10)$$

$$C_{z,I} = \frac{N_1}{\Delta_1}; \quad C_{z,II} = \frac{N_2}{\Delta_2}; \quad C_{z,III} = \frac{N_3}{\Delta_3}. \quad (11)$$

При определении **сдвиговой деформативности** необходимо отдельно учитывать деформации торцевых участков нижней и верхней колонн с примыкающими к ним швами, так как они отли-

Рис. 3. Эксперимент на сжатие

Таблица 1

Определение осевых деформаций частей стыка при сжатии

Стадия НДС	Деформации «верхней» части	Деформации «нижней» части
Стадия I $N_1 = 0,7N_{ult}$ $0 \leq N \leq N_1$	$\Delta_{1,B} = \frac{N_{1,B} \cdot t}{E_m A_{m, red}} + \frac{N_{1,B} \cdot h_{k,B}}{v_1 \cdot E_b \cdot A_{b, red}}, \quad (4)$	$\Delta_{1,H} = \frac{N_{1,H} \cdot t}{E_m A_{m, red}} + \frac{N_{1,H} (h_{k,H} + h_p)}{v_1 \cdot E_b \cdot A_{b, red}}, \quad (5)$
Стадия II $N_2 = N_{ult}$ $N_1 \leq N \leq N_2$	$\Delta_{2,B} = \frac{N_{2,B} \cdot t}{E_m A_{m, red}} + \frac{N_{2,B} \cdot h_{k,B}}{v_2 \cdot E_b \cdot A_{b, red}}, \quad (6)$	$\Delta_{2,H} = \frac{N_{2,H} \cdot t}{E_m A_{m, red}} + \frac{N_{2,H} (h_{k,H} + h_p)}{v_2 \cdot E_b \cdot A_{b, red}}, \quad (7)$
Стадия III $N_3 = N_{ult}$ $N = N_3$	$\Delta_{3,B} = \frac{N_{3,B} \cdot t}{E_m A_{m, red}} + \frac{N_{3,B} \cdot h_{k,B}}{v_3 \cdot E_b \cdot A_{b, red}}, \quad (8)$	$\Delta_{3,H} = \frac{N_{3,H} \cdot t}{E_m A_{m, red}} + \frac{N_{3,H} (h_{k,H} + h_p)}{v_3 \cdot E_b \cdot A_{b, red}}, \quad (9)$

где t — фактическая толщина растворного шва; E_m — модуль упругости раствора в швах [1, 2]; E_b — начальный модуль упругости бетона; $A_{m, red}$, $A_{b, red}$ — приведенная площадь раствора и бетона; $h_{k,B}$, $h_{k,H}$ — высота зоны трехосного сжатия верхней и нижней колонн [6]; h_p — толщина плиты перекрытия; v_1 , v_2 , v_3 — коэффициент упругопластических деформаций бетона в стадиях I, II и III ($v_1 = 0,45$; $v_2 = 0,22$; $v_3 = 0,15$).

Рис. 4. График деформирования стыка при сжатии

чаются конструктивно и воспринимают различные по величине продольные и поперечные силы, что ведет к разнице сдвиговых перемещений.

Экспериментально получено, что в предельной стадии схема работы стыка при сдвиге представляется в виде, показанном на рис. 5, а диаграмма деформирования приводится к виду трехлинейной (рис. 6), в которой

стадия I — упругая стадия при $Q \leq (Q_1 = 0,55Q_{ult})$;

стадия II — трещинообразование при $(Q_1 = 0,55Q_{ult}) \leq Q \leq (Q_2 = 0,85Q_{ult})$;

стадия III — разрушение при $(Q_2 = 0,85Q_{ult}) \leq Q \leq (Q_3 = Q_{ult})$.

Для аналитического описания диаграммы принят подход, описанный в действующем сво-

де правил по железобетонным конструкциям и апробированный в методике расчета сдвиговой податливости штепсельных стыков колонн [9]:

$$Q = \begin{cases} \frac{Q_1}{\Delta_1} \Delta, & 0 < \Delta \leq \Delta_1; \\ \left[\left(1 - \frac{Q_1}{Q_2} \right) \frac{\Delta - \Delta_1}{\Delta_2 - \Delta_1} + \frac{Q_1}{Q_2} \right] Q_2, & \Delta_1 < \Delta \leq \Delta_2; \\ \left[\left(1 - \frac{Q_2}{Q_3} \right) \frac{\Delta - \Delta_2}{\Delta_3 - \Delta_2} + \frac{Q_2}{Q_3} \right] Q_3, & \Delta_2 < \Delta \leq \Delta_3, \end{cases} \quad (12)$$

где Q — значение поперечной силы в колонне по результатам статического расчета каркаса; Δ — значение деформаций стыка при действии усилия Q .

Авторские исследования позволили определить параметрические точки Δ_1 , Δ_2 , Δ_3 , значения которых для торцевого участка нижней колонны с прилегающим растворным швом вычисляются по выражениям, приведенным в табл. 2, и имеют следующий физический смысл:

- величина Δ_1 определяется суммой перемещений растворного шва толщиной t и рабочей зоны бетона колонны на участке $L = 5d_s$ (где d_s — диаметр стержней продольной арматуры) с учетом полученного коэффициента k_1 (16), учитывающего нелинейность работы раствора;

- значение Δ_2 равно сумме перемещений рабочей зоны бетона колонны (L) с учетом коэффициента нелинейности работы бетона k_2 (17) и деформаций продольных арматурных стерж-

Рис. 5. Расчетная схема стыка при сдвиге

Рис. 6. Диаграмма деформирования стыка при сдвиге

ней, находящихся в зоне отрыва бетона колонны, на толщине шва t ;

- перемещение Δ_3 определяется нелинейными деформациями продольной арматуры с учетом коэффициента k_3 (18) на высоте зоны отрыва бетона колонны и толщины растворного шва.

Таблица 2

Определение горизонтальных деформаций торцевого участка нижней колонны с прилегающим растворным швом при сдвиге

№	Стадия НДС	Схема деформирования	Определение перемещения
1	Стадия I $Q_1 = 0,55Q_{ult}$ $0 \leq Q \leq Q_1$		$\Delta_1 = \frac{Q_1 t}{k_1 G_m A_{m,red}} + \frac{Q_1 L}{G_b A_{b,red}}, \quad (13)$
2	Стадия II $Q_2 = 0,85Q_{ult}$ $Q_1 \leq Q \leq Q_2$		$\Delta_2 = \frac{Q_2 L}{k_2 G_b A_{b,red}} + \frac{Q_2 t}{G_s A_s \cdot n}, \quad (14)$
3	Стадия III $Q_3 = Q_{ult}$ $Q_2 \leq Q \leq Q_{ult}$		$\Delta_3 = \frac{Q_{ult} (t + L)}{k_3 G_s A_s \cdot n}, \quad (15)$

где t — толщина шва; L — рабочая высота колонны ($5d_s$); G_m, G_b, G_s — модуль сдвига раствора, бетона, арматуры (определяется по общей зависимости теории упругости); $A_{m,red}, A_{b,red}$ — приведенная площадь раствора и бетона; A_s — площадь одного стержня продольного армирования, пересекающего шов; n — количество продольных стержней в зоне отрыва бетона.

Экспериментально определено, что коэффициенты k_1, k_2, k_3 зависят от отношения величины продольного усилия, действующего в колоннах, к значению предельного сдвигающего усилия, воспринимаемого торцевыми участками колонн. Их значения определяются по следующим выражениям:

$$k_1 = 4,9 \cdot 10^{-2} \left(\frac{N}{Q_{ult}} \right)^2 - 1,3 \cdot 10^{-2} \left(\frac{N}{Q_{ult}} \right) + 9 \cdot 10^{-3}; \quad (16)$$

$$k_2 = 1,7 \cdot 10^{-3} \left(\frac{N}{Q_{ult}} \right)^2 + 5,3 \cdot 10^{-3} \left(\frac{N}{Q_{ult}} \right) + 1,3 \cdot 10^{-2}; \quad (17)$$

$$k_3 = 9,2 \cdot 10^{-3} \left(\frac{N}{Q_{ult}} \right)^2 + 6,6 \cdot 10^{-2} \left(\frac{N}{Q_{ult}} \right) + 0,16; \quad (18)$$

где N — фактическое значение продольной силы в рассчитываемой колонне.

Для торцевого участка верхней колонны горизонтальные деформации определяются аналогичным образом.

После построения диаграмм определяются значения сдвиговой податливости (19) и коэффициенты жесткости стыка (20) для стадии I, II и III, по направлениям действия поперечной силы (вдоль осей x и y), необходимые при выполнении

статического расчета каркаса:

$$\frac{1}{C_{x(y),I}} = \frac{\Delta_1}{Q_1}; \quad \frac{1}{C_{x(y),II}} = \frac{\Delta_2}{Q_2}; \quad \frac{1}{C_{x(y),III}} = \frac{\Delta_3}{Q_3}; \quad (19)$$

$$C_{x(y),I} = \frac{Q_1}{\Delta_1}; \quad C_{x(y),II} = \frac{Q_2}{\Delta_2}; \quad C_{x(y),III} = \frac{Q_3}{\Delta_3}. \quad (20)$$

Расчет каркаса с учетом сдвиговой деформативности стыков позволяет оценить горизонтальные перемещения несущей системы здания в целом, значения которых регламентируются действующими нормами [10].

Сравнение значений деформаций стыков, определенных теоретически и экспериментально, представлены в табл. 3 и 4. Расхождения полученных величин не превышают 11 %.

По результатам выполненных исследований можно сделать следующие выводы:

- разработаны методики расчета осевой и сдвиговой деформативности штепсельных стыков плит с колоннами, необходимые при проектировании зданий и сооружений с несущей системой УИКСС;
- сравнение опытных данных с разработанными методиками показало удовлетворительное совпадение результатов;

Таблица 3

Сравнение осевых деформаций стыков, полученных экспериментально и теоретически

Маркировка образцов	$\Delta_{1\text{эксп}}, \text{ мм}$	$\Delta_{1\text{теор}}, \text{ мм}$	Расхождение, %	$\Delta_{2\text{эксп}}, \text{ мм}$	$\Delta_{2\text{теор}}, \text{ мм}$	Расхождение, %	$\Delta_{3\text{эксп}}, \text{ мм}$	$\Delta_{3\text{теор}}, \text{ мм}$	Расхождение, %
ЦС-1	0,56	0,610	8,20	1,40	1,495	6,35	1,90	2,142	11,30
ЦС-2	0,62		-1,64	1,43		4,35	1,95		8,96
ЦС-3	0,57		6,56	1,55		-3,68	2,10		1,96

Таблица 4

Сравнение сдвиговых деформаций стыков, полученных экспериментально и теоретически

Маркировка образца	$\Delta_{1\text{эксп}}, \text{ мм}$	$\Delta_{1\text{теор}}, \text{ мм}$	Расхождение, %	$\Delta_{2\text{эксп}}, \text{ мм}$	$\Delta_{2\text{теор}}, \text{ мм}$	Расхождение, %	$\Delta_{3\text{эксп}}, \text{ мм}$	$\Delta_{3\text{теор}}, \text{ мм}$	Расхождение, %
СО-1	0,40	0,407	1,72	0,87	0,929	6,35	2,89	3,163	8,63
СО-2	0,37		9,09	0,85		8,50	3,05		3,57
СО-3	0,38		6,63	0,94		-1,18	2,95		6,73
ОД-1.1	0,22	0,234	5,98	0,87	0,915	4,92	3,10	3,119	0,61
ОД-1.2	0,21		10,26	0,89		2,73	3,20		-2,59
ОД-1.3	0,23		1,71	0,90		1,64	3,05		2,21
ОД-2.1	0,11	0,118	6,78	0,92	0,914	-0,66	3,23	3,163	-2,12
ОД-2.2	0,12		-1,70	0,90		1,53	2,85		9,90
ОД-2.3	0,11		6,78	0,89		2,63	3,10		1,99

- введение значений осевой и сдвиговой жесткости стыков в расчетную схему каркаса здания при статическом расчете, выполняемом в программных комплексах, позволит получить перераспределение усилий и оценить действительные деформации несущей системы, предельные значения которых регламентируются нормами проектирования.

Библиографический список

1. Данель В. В. О приведенном модуле упругости бетона // Бетон и железобетон. 2011. № 5. С. 7–10.
2. Данель В. В. Определение жесткостей платформенных стыков // Жилищное строительство. 2012. № 2. С. 32–35.
3. Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости сопряжений сборных железобетонных конструкций. М.: ОАО ЦНИИ-Промзданий, 2002. 39 с.
4. Соколов Б. С., Фабричная К. А. Применение каркасной системы УИКСС при реконструкции зданий // Вестник гражданских инженеров. 2015. № 6 (53). С. 45–51.
5. Соколов Б. С., Антаков А. Б., Фабричная К. А. Проектирование детских дошкольных и школьных учреждений с использованием Универсальной индустриальной каркасной системы строительства (УИКСС) и крупноформатных керамических камней // Жилищное строительство. 2014. № 11. С. 7–9.
6. Соколов Б. С., Латыпов Р. Р. Прочность и податливость штепсельных стыков железобетонных колонн при действии статических и сейсмических нагрузок. М.: АСВ, 2010. 128 с.
7. Соколов Б. С. Теоретические основы методики расчета штепсельных стыков железобетонных конструкций зданий и сооружений // Жилищное строительство. 2016. № 3. С. 60–63.
8. Соколов Б. С. Теория силового сопротивления анизотропных материалов сжатию и ее практическое применение. М.: АСВ, 2011. 160 с.
9. Соколов Б. С., Лизунова Н. С. Экспериментально-теоретическая методика оценки сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // Известия КГАСУ. 2014. № 1 (27). С. 119–124.
10. СП 20.13330–2012. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*. М.: ОАО «ЦПП», 2012. 96 с.
11. Трошков Е. О., Соколов Б. С. Компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния штепсельных стыков железобетонных колонн второго типа // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции:

материалы VIII Всероссийской (II Междунар.) конф. Чебоксары: ЧГУ, 2014. С. 206–212.

12. Трошков Е. О., Соколов Б. С., Поздеев В. М. Экспериментальные исследования штепсельных стыков II типа на сжатие со случайным эксцентриситетом // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия / под ред. А. Г. Тамразяна, Д. Г. Копанцы. М.: МГСУ, 2016. С. 394–398.

References

1. Danel' V. V. O privedennom module uprugosti betona [About the reduced module of concrete elasticity]. *Beton i zhelezobeton – Concrete and reinforced concrete*, 2011, no. 5, pp. 7–10.
2. Danel' V. V. Opredelenie zhestkostey platformennykh stykov [Determination of rigidity of platform joints]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo – Housing construction*, 2012, no. 2, pp. 32–35.
3. Rekomendatsii po raschetu karkasov mnogoetazhnykh zdaniy s uchetom podatlivosti sopryazheniy sbornyykh zhelezobetonnykh konstruksiy [Recommendations about calculation of the frameworks of high-rise buildings taking into account the strain capacity of combined reinforced concrete structures]. Moscow, JSC TsNIIPromzdaniy Publ., 2002, 39 p.
4. Sokolov B. S., Fabrichnaya K. A. Primenenie karkasnoy sistemy UIKSS pri rekonstruktsii zdaniy [The use of the UIKSS framework system at reconstruction of buildings]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov – Bulletin of Civil Engineers*, 2015, no. 6 (53), pp. 45–51.
5. Sokolov B. S., Antakov A. B., Fabrichnaya K. A. Proektirovanie detskikh doshkol'nykh i shkol'nykh uchrezhdeniy s ispol'zovaniem Universal'noy industrial'noy karkasnoy sistemy stroitel'stva (UIKSS) i krupnoformatnykh keramicheskikh kamney [Design of child care preschool and school facilities with use of the Universal Industrial Frame Construction System (UIKSS) and large-format ceramic stones]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo – Housing construction*, 2014, no. 11, pp. 7–9.
6. Sokolov B. S., Latypov R. R. Prochnost' i podatlivost' shtepsel'nykh stykov zhelezobetonnykh kolonn pri deystvii staticheskikh i seysmicheskikh nagruzok [Durability and strain capacity of plug-in joints of reinforced concrete columns at action of static and seismic loadings]. Moscow, ASV Publ., 2010, 128 p.
7. Sokolov B. S. Teoreticheskie osnovy metodiki rascheta shtepsel'nykh stykov zhelezobetonnykh konstruksiy zdaniy i sooruzheniy [Theoretical bases of the method of calculating plug-in joints of reinforced concrete structures of buildings and structures]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo – Housing construction*, 2016, no. 3, pp. 60–63.

8. Sokolov B. S. *Teoriya silovogo soprotivleniya anizotropnykh materialov szhatiyu i ee prakticheskoe primeneniye* [The theory of power resistance of anisotropic materials to compression and its practical application]. Moscow, ASV Publ., 2011, 160 p.

9. Sokolov B. S., Lizunova N. S. *Ehksperimental'no-teoreticheskaya metodika otsenki sdvigovoy podatlivosti shtepsel'nykh stykov zhelezobetonnykh kolonn* [Experimental and theoretical technique of assessing the shift deformation capacity of plug-in joints of reinforced concrete columns]. *Izvestiya KGASU – Bulletin of KSUAE*, 2014, no. 1 (27), pp. 119–124.

10. SP 20.13330–2012. *Nagruzki i vozdeystviya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIiP 2.01.07-85** [SP 20.13330–2012. Loadings and effects. Revised edition of SNIiP 2.01.07-85*]. Moscow, JSC TsPP, 2012, 96 p.

11. Troshkov E. O., Sokolov B. S. *Komp'yuternoe modelirovaniye napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya shtepsel'nykh stykov zhelezobetonnykh kolonn vtorogo tipa*

[Computer modeling of the intense deformed condition of plug-in joints of reinforced concrete columns of the second type]. *Trudy VIII Vserossiyskoy (II Mezhdunar.) konf. sNovoe v arkhitekture, proektirovaniy stroitel'nykh konstruksiy i rekonstruksii* [Proc. of the VIII All-Russian (II Int.) conf. "The new in architecture, design of building constructions and reconstruction"]. Cheboksary, ChSU Publ., 2014, pp. 206–212.

12. Troshkov E. O., Sokolov B. S., Pozdeev V. M. *Ehksperimental'nye issledovaniya shtepsel'nykh stykov II tipa na szhatie so sluchaynym ehkstsentrissetom* [Pilot studies of plug-in joints of the II type on compression with accidental eccentricity]. *Sovremennyye problemy rascheta zhelezobetonnykh konstruksiy, zdaniy i sooruzheniy na avariynyye vozdeystviya* [Modern problems of calculation of reinforced concrete designs, buildings and constructions on emergency influences]. Ed. by Tamrazyan A. G., Kopanitsa D. G. Moscow, MGSU, 2016, pp. 394–398.