DOI 10.15593/2409-5125/2017.01.13
УДК 539.4

А.С. Мартиросян¹, В.И. Травуш², Г.Г. Кашеварова¹

¹Пермский национальный исследовательский политехнический университет,

²Российская академия архитектуры и строительных наук

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ГЕОМЕТРИИ ЖЕСТКОЙ АРМАТУРЫ НА РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗКИ В ЭЛЕМЕНТАХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОНСТРУКЦИИ

В современных высотных зданиях вертикальная сжимающая нагрузка, действующая на колонны нижних этажей, может достигать 20 000 т и более. Эта нагрузка вызывает не только сжатие колонны, но и изгиб, связанный со случайными эксцентриситетами. Для уменьшения размеров поперечного сечения таких колонн применяют железобетонные колонны с жесткой арматурой, используя при этом высокопрочный бетон и новые классы сталей повышенной прочности. Но нет исследований несущей способности таких колонн и отсутствуют соответствующие рекомендации в настоящее время в нормах проектирования. В данной статье приводятся результаты исследования сталежелезобетонной колонны, имеющей разные профили жесткой арматуры, но одинаковую площадь поперечного сечения. Вычислительные эксперименты в программном комплексе ANSYS показали, что геометрические параметры жесткой арматуры существенно влияют на распределение нагрузки между компонентами колонны (бетоном, жесткой и гибкой арматурой) и на несущую способность колонны в целом. Наибольшую несущую способность обеспечивает колонна с профилем жесткой арматуры в виде двух накрест расположенных двутавров (по сравнению с профилями в виде двутавра и квадратного сечения).

Ключевые слова: сталежелезобетонная колонна, сжатие с изгибом, профиль жесткой арматуры, распределение нагрузки между бетоном, жесткой и гибкой арматурой.

В современных высотных зданиях, проектируемых в основном в связевой системе, когда горизонтальные нагрузки воспринимаются центральным вертикальным ядром, на колонны нижних этажей, поддерживающие перекрытия, передается вертикальная сжимающая нагрузка, которая может достигать 10 000–20 000 т и более.

При расчете прочности сжатых элементов с жесткой арматурой должен приниматься во внимание случайный эксцентриситет продольного

Мартиросян А.С., Травуш В.И., Кашеварова Г.Г. Исследование влияния геометрии жесткой арматуры на распределение нагрузки в элементах сталежелезобетонной конструкции // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. – 2017. – № 1. – С. 147–158. DOI: 10.15593/2409-5125/2017.01.13

Martirosyan A.S., Travush V.I., Kashevarova G.G. Study of influence of the rigid reinforcement geometry on the load distribution in steel-concrete composite construction elements. PNRPU. Applied ecology. Urban development. 2017. No. 1. Pp. 147–158. DOI: 10.15593/2409-5125/2017.01.13

усилия в двух направлениях, обусловленный не учтенными в расчете факторами (неоднородностью свойств бетона по сечению элементов, неточностью центровки стального элемента относительно железобетонной части сечения, несовершенствами в опорных частях конструкций и др.). Значение этого эксцентриситета рекомендуется принимать не менее $1/30$ размера стороны сечения колонны или $1/600$ длины колонны между точками ее горизонтального закрепления.

Таким образом, даже в отсутствие изгибающих моментов в колоннах при их работе в составе каркаса всего здания или при их не очень больших величинах приходится учитывать изгибающие моменты порядка 800–1200 тм, вызванные случайными эксцентриситетами в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Это приводит к необходимости значительного увеличения сечения колонн и к снижению полезной площади здания.

Уменьшить размеры поперечных сечений позволяет применение колонн с жесткой арматурой из высокопрочного бетона марок В80–В120 и новых классов стали повышенной прочности с пределом текучести 400–500 МПа. Но нет исследований несущей способности таких колонн и отсутствуют соответствующие рекомендации в нормах проектирования. Имеется Инструкция по проектированию колонн с жесткой арматурой, разработанная еще в 1970-х гг. для конструкций с бетонами и сталями невысоких классов.

Проведенный анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований отечественных и зарубежных авторов [1–9] позволил обобщить данные по напряженно-деформированному состоянию центрально-сжатых колонн с жесткой арматурой, полученные в предыдущие годы. Рассмотренные публикации содержат ценные результаты, позволяющие выполнять «инженерную» оценку несущей способности сталежелезобетонных колонн. Но возможности современных программных комплексов дают возможность создавать модели, с помощью которых можно исследовать взаимодействие между жесткой арматурой и бетоном, перераспределение нагрузки на различных стадиях нагружения, а также оценивать трещиностойкость композитных колонн. Это необходимо для создания современных нормативных документов, регламентирующих расчет сталежелезобетонных конструкций колонн с жесткой арматурой с высоким процентом армирования (до 25 %) при работе на центральное и внецентренное сжатие.

В данной статье приводятся результаты расчетов распределения нагрузки, действующей на сталежелезобетонную колонну между бетоном, гибкой арматурой и жесткой арматурой разных профилей, а именно:

из двух накрест расположенных двутавров (рис. 1, *а*); одного двутавра (рис. 1, *б*) и стержня квадратного сечения (рис. 1, *в*), имеющих одинаковую площадь поперечного сечения.

Рис. 1. Поперечное сечение колонны

В табл. 1 приведены используемые в расчетах значения основных констант, определяющих механические свойства материалов.

Таблица 1

Механические свойства материалов

Показатель	Жесткая арматура сталь С460	Гибкая арматура, класс А500	Класс бетона В80
Модуль упругости E , Па	2,1e11	2,1e11	4,2e10
Коэффициент Пуассона μ	0,3	0,3	0,22
Предел прочности на растяжение R'_b , МПа, нормативный / расчетный	600 / 571	600 / 500	3,3 / 2,1
Предел прочности на сжатие R_b , МПа, нормативный / расчетный			57 / 41,4
Предел текучести, МПа	428	435	

Решалась краевая задача о напряженно-деформированном состоянии композитной конструкции колонны, математическая постановка которой определяется уравнениями равновесия, геометрическими и физическими соотношениями и граничными условиями [10].

Граничные условия в данной задаче: на верхнюю грань колонны высотой 8,4 м прикладывалась вертикальная нагрузка $P = 20\,000$ т с эксцентриситетом, создающим изгибающие моменты. При этом узлы верхней грани объединялись по перемещениям в направлениях x , y и z . Нижняя грань колонны закреплялась по всем координатам.

Для численной реализации использовался метод конечных элементов и программный комплекс ANSYS [11–14], который позволяет детально изучить процесс деформирования и разрушения конструкции, дает возможность непосредственно увидеть распределение напряжений и деформаций на поверхности и внутри колонны, визуально представить зоны появления и распространения трещин при использовании разных расчетных моделей. Для создания моделей и расчета конструкции создавались макросы на языке APDL, встроенном в ПК ANSYS.

Сначала рассматривались модели сталежелезобетонной колонны с жесткой арматурой разных профилей с линейными свойствами материалов. Предварительный линейный анализ способен показать наиболее опасные места расчетной модели, в которых возможно разрушение конструкции.

При моделировании жесткой арматуры и бетона использовался пространственный конечный элемент SOLID45 (3D 8-узловой элемент), для гибкой арматуры – балочный элемент BEAM188. Компьютерная модель колонны и конечно-элементные модели выделенных компонентов бетона, жесткой и гибкой арматуры показаны на рис. 2.

Рис. 2. Компьютерная модель колонны и конечно-элементные модели выделенных компонентов бетона, жесткой и гибкой арматуры

В табл. 2 приведены результаты линейного расчета напряженно-деформированного состояния (перемещений U и напряжений σ) элементов композитных колонн с разным профилем жесткой арматуры (ЖА), которые показали, что максимальные значения напряжений в бетоне (выделены жирным шрифтом) в некоторых зонах превышают не только расчетные, но и нормативные значения предела прочности.

Таблица 2

Результаты линейного расчета напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонной колонны

НДС, лин/расч.	ЖА		Бетон		Профиль сечения
	max	min	max	min	
U_z , м	0	-0,010534	0	-0,010534
σ_x , Па	0,480e8	-0,150e9	0,362e7	-0,248e8	
σ_y , Па	0,480e8	-0,150e9	0,436e7	-0,248e8	
σ_z , Па	-0,200e9	-0,386e9	-0,418e8	-0,947e8	
U_z , м	0,010794	-0,010531	0	-0,010531
σ_x , Па	0,473e8	-0,157e9	0,294e7	-0,251e8	
σ_y , Па	0,248e8	-0,158e9	0,322e7	-0,251e8	
σ_z , Па	-0,212e9	-0,409e9	-0,41e8	-0,962e8	
U_z , м	0	-0,011986	0	-0,011986
σ_x , Па	0,781e7	-0,157e9	0,339e7	-0,292e8	
σ_y , Па	0,781e7	-0,157e9	0,365e7	-0,292e8	
σ_z , Па	-0,248e9	-0,407e9	-0,459e8	-0,112e9	

Распределение нагрузки между элементами сталежелезобетонной колонны с разной геометрией профиля жесткой арматуры представлены в виде гистограммы на рис. 3.

Рис. 3. Диаграмма распределения нагрузки между элементами сталежелезобетонной колонны (линейный расчет)

Далее расчеты выполнялись с учетом нелинейных свойств материалов (определяющих соотношений), с целью определить величины нагрузок, вызывающих появление трещин в бетоне и пластических деформаций в стальных элементах конструкции.

В соответствии с рекомендациями свода правил СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции», в качестве рабочей диаграммы состояния тяжелого бетона, определяющей связь между напряжениями и относительными деформациями, была принята трехлинейная диаграмма.

При моделировании бетона использовался пространственный конечный элемент SOLID65. Для улучшения сходимости применялась модель CONCRETE с учетом кинематического упрочнения KINH, позволяющая учесть ниспадающую ветвь диаграммы деформирования (рис. 4, *а*). Это соответствует реальному поведению бетонных конструкций, способных воспринимать внешнюю нагрузку при наличии систем трещин и разрывов. Наличие отдельных трещин – это еще не разрушение конструкции. Накапливаясь, трещины могут привести к потере несущей способности конструкции. Однако этот момент не является внезапным, а является результатом накопления повреждений на разных структурных уровнях [15].

Нелинейные свойства стали С460 моделировались диаграммой Прандтля с упрочнением (рис. 4, *б*).

Рис. 4. Диаграммы деформирования: *а* – бетона В80; *б* – стали С460

Нелинейный расчет выполнялся методом Ньютона–Рафсона с использованием полной процедуры NROPT, FULL и автоматическим выбором шага. Для улучшения сходимости применена несимметричная схема хранения матриц.

Далее на рис. 5–7 приведены результаты расчета распределения нагрузки (в %), действующей на колонну, между элементами сталежелезобетонной конструкции для разных профилей жесткой арматуры. Здесь же отмечены нагрузки, соответствующие появлению первых трещин в бетоне и первых пластических деформаций в жесткой арматуре.

Рис. 5. Распределение нагрузки в колонне с жесткой арматурой из двух накрест расположенных двутавров между бетоном, жесткой и гибкой арматурой

Рис. 6. Распределение нагрузки в колонне с жесткой арматурой в виде двутавра между бетоном, жесткой и гибкой арматурой

На рис. 8 показаны: процесс развития трещин в бетоне колонны с жесткой арматурой из двух накрест расположенных двутавров в зависимости от нагрузки; картины трещин в бетоне колонн с двутавровым и квадратным профилями – на последнем шаге перед разрушением.

На рис. 9 показаны изополя появления и развития пластических деформаций в элементе жесткой арматуры колонны из двух накрест расположенных двутавров, и колонн с двутавровым и квадратным профилями – на последнем шаге перед разрушением.

Рис. 7. Распределение нагрузки в колонне с жесткой арматурой в виде стержня квадратного сечения между бетоном, жесткой и гибкой арматурой

Рис. 8. Трещины в бетоне композитных колонн с разными профилями жесткой арматуры

Рис. 9. Пластические деформации в жесткой арматуре разных профилей сталежелезобетонной колонны

Анализируя полученные результаты, можно отметить следующее:

1. Для принятого сечения колонны конструкция с жесткой арматурой из двух накрест расположенных двутавров способна обеспечить несущую способность до 20 000 т и является наиболее рациональной из трех рассмотренных вариантов с одинаковой площадью поперечных сечений бетона, гибкой и жесткой арматуры.

2. До нагружения этой колонны силой $P \approx 10\,000$ т продольное усилие между бетоном и жесткой арматурой распределяется равномерно, даже при появлении в бетоне первых трещин (при $P = 5230$ т).

3. При нагрузке $P > 10\,000$ т накопление трещин приводит к снижению несущей способности бетона и большему нагружению жесткой арматуры. При нагрузке 15 300 т в ней начинают появляться пластические деформации. При нагрузке 17 300 т опять происходит перераспределение продольного усилия между бетоном и жесткой арматурой: разгружается жесткая арматура, догружаются бетон и гибкая арматура. Напряжения во всех элементах конструкции при нагрузке 19 200 т не превышают нормативных значений.

4. В колонне с жесткой арматурой квадратного сечения нагрузка с самого начала распределяется неравномерно. Бетон нагружен примерно в 1,5 раза больше, чем жесткая арматура.

5. Жесткая арматура в виде двутавра обеспечивает несущую способность сталежелезобетонной колонны 14 165 т, а арматура квадратного сечения – 11 890 т. При этих нагрузках в жесткой арматуре только начинают появляться пластические деформации, но бетон при этом разрушается на 50 %, не обеспечивая несущей способности конструкции в целом.

6. Гибкая арматура, хотя и воспринимает относительно небольшую часть сжимающей нагрузки, существенно влияет на восприятие изгибающих моментов в колонне.

7. Использование средств визуализации для анализа результатов расчетов позволяет увидеть, каким образом геометрия профиля жесткой арматуры колонны высотного здания влияет на появление и распространение трещин в бетоне и на развитие пластических деформаций в стальных элементах конструкции.

Следует также отметить, что контактное взаимодействие на границе жесткой арматуры и бетона для данного случая оценивалось в предыдущих работах авторов [16–18]. При рассмотренном виде нагружения наблюдается практический контакт с прилипанием, хотя появление трещин в бетоне в какой-то мере способствует нарушению сцепления металла с бетоном.

Библиографический список

1. Антонов К.К., Житницкая Э.А. Осевое и внецентренное сжатие железобетонных колонн с арматурой двутаврового профиля // Исследование конструкций высотных зданий. – М., 1953. – 231 с.
2. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. – М.: Стройиздат, 1978. – 57 с.
3. EN 1994-1-1:2005. Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. – Ч. 1. Общие правила для зданий и сооружений. – М., 2011. – 123 с.
4. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4 EN 1994-1-1. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. – М., 2013.
5. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. – Ч. 1. Модели с учетом несплошности соединения / А.В. Бенин, А.С. Семенов, С.Г. Семенов, Б.Е. Мельников // Инженерно-строительный журнал. – 2013. – № 5. – С. 88–144.
6. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.
7. Schnobrich W.C., Suidan M. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete // ASCE Journal of the Structural Division. ST10. – 1973. – № 10. – P. 2109–2122.
8. Balazs G.L. Connecting Reinforcement to Concrete by Bond // Beton- und Stahlbetonbau. – 2007. – No.102. – P. 46–50.
9. Отечественный и зарубежный опыт исследований работы сталежелезобетонных конструкций на внецентренное сжатие / В.И. Травуш, Д.В. Конин, Л.С. Рожкова, А.С. Крылов // Строительство и реконструкция. – 2016. – № 5 (67). – С. 31–44.
10. Расчетно-экспериментальное исследование процесса разрушения связей сцепления при вдавливании стержня жесткой арматуры в бетон / Г.Г. Кашеварова, А.С. Мартиросян, В.И. Травуш // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. – 2016. – № 3. – С. 62–75.
11. Басов К.А. ANSYS. Справочник пользователя. – М.: ДМК Пресс, 2005. – 640 с.
12. Морозов Е.М., Муйземнек А.Ю., Шадский А.С. ANSYS в руках инженера. Механика разрушения. – М.: ЛЕНАНД, 2008. – 456 с.
13. Инженерный анализ в ANSYS Workbench: в 2 ч.: учеб. пособие / В.А. Бруйка, В.Г. Фокин, Е.А. Солдусова, И.Е. Адеянов; Самар. гос. техн. ун-т. – Самара, 2010. – Ч. 1. – 271 с.
14. Инженерный анализ в ANSYS Workbench: в 2 ч.: учеб. пособие / В.А. Бруйка, В.Г. Фокин, Я.В. Кураева; Самар. гос. техн. ун-т. – Самара, 2013. – Ч. 2. – 149 с.
15. Вильдеман В.Э., Соколкин Ю.В., Ташкинов А.А. Механика неупругого деформирования и разрушения композиционных материалов. – М.: Наука, 1997. – 288 с.
16. Изучение процесса разрушения связей сцепления при вдавливании стержня жесткой арматуры в бетон. Экспериментальные исследования / В.И. Травуш, Г.Г. Кашеварова, А.С. Мартиросян, В.С. Кузьминых // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2016. – T. 12, № 1. – С. 140–146.
17. Кашеварова Г.Г., Мартиросян А.С., Травуш В.И. Использование средств визуализации в прогнозах повреждений композитных колонн с жесткой арматурой // Научная визуализация. – 2015. – Т. 7, № 5. – С. 122–141.
18. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкции, работающих на внецентренное сжатие / В.И. Травуш, Д.В. Конин, Л.С. Рожкова, А.С. Крылов, С.С. Каприелов, И.А. Чилин, А.С. Мартиросян, А.И. Филкин // ACADEMIA. Архитектура и строительство. – 2016. – № 3. – С. 127–135.

References

1. Antonov K.K., Zhitnitskaia E.A. Osevoe i vnetsentrennoe szhatie zhelezobetonnnykh kolonn s armaturoi dvutavrovogo profilja [Axial and eccentric compression of reinforced concrete columns with cased I-beam profile]. *Issledovanie konstruksii vysotnykh zdanii*. Moscow, 1953. 231 p.
2. Rukovodstvo po proektirovaniu zhelezobetonnnykh konstruksii s zhestkoi armaturoi [Guide for design of reinforced concrete structures with cased beam]. Moscow, Stroiizdat, 1978. 57 p.

3. EN 1994-1-1:2005. Evrokod 4. Proektirovanie stalezhelezobetonnykh konstruksii. Chast' 1. Obshchie pravila dlia zdaniy i sooruzheniy [Design of steel and concrete structures. Part 1. General rules for buildings and constructions]. Moscow, 2011, 123 p.
4. Rukovodstvo dlia proektirovshchikov k Evrokodu 4 EN 1994-1-1. Proektirovanie stalezhelezobetonnykh konstruksii [Guide for designers to Eurocode 4 EN 1994-1-1. Design of steel and concrete structures]. Moscow, 2013.
5. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G., Mel'nikov B.E. Matematicheskoe modelirovanie protsessa razrusheniya stsepleniya armatury s betonom. Chast' 1. Modeli s uchetoм nesploshnosti soedineniya [Simulation of degradation of bond between reinforcing bar and concrete. Part 1. Models with account of the discontinuity]. *Magazine of Civil Engineering*, 2013, no. 5, pp. 88-144.
6. Kholmianskii M.M. Kontakt armatury s betonom [Contact of reinforcement with concrete]. Moscow: Stroiizdat, 1981, 184 p.
7. Schnobrich W.C., Suidan, M. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete. *ASCE Journal of the Structural Division*, ST10. 1973, no. 10, pp. 2109-2122
8. Balazs G.L. Connecting Reinforcement to Concrete by Bond. *Beton- und Stahlbetonbau*, 2007, no. 102, pp. 46-50.
9. Travush V.I., Konin D.V., Rozhkova L.S., Krylov A.S. Otechestvennyi i zarubezhnyi opyt issledovaniy raboty stalezhelezobetonnykh konstruksii na vnetsentrennoe szhatie [Domestic and foreign experience in research of composite structures for eccentric compression]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiia*, 2016, no. 5 (67), pp. 31-44.
10. Kashevarova G.G., Martirosian A.S., Travush V.I. Raschetno-eksperimental'noe issledovanie protsessa razrusheniya svyazey stsepleniya pri vdavlivanii sterzhnia zhestkoi armatury v beton [Computational and experimental research of the contact debonding process when rigid reinforcement is pressed into concrete]. *Vestnik PNIPU. Mekhanika*, 2016, no. 3. pp. 62-75.
11. Basov K.A. ANSYS. Spravochnik pol'zovatelya [ANSYS. User's guide]. Moscow: Izd-vo DMK Press, 2005, 640 p.
12. Morozov E.M., Muizemnek A.Iu., Shadskii A.S. ANSYS v rukakh inzhenera. Mekhanika razrusheniya [ANSYS in engineer's hands. Fracture mechanics]. Moscow: LENAND, 2008, 456 p.
13. Bruiaka V.A., Fokin V.G., Soldusova E.A., Adejanov I.E. Inzhenernyi analiz v ANSYS Workbench. Chast' 1 [Engineering analysis in ANSYS Workbench. Part 1. Tutorial]. Samara, 2010, 271 p.
14. Bruiaka V.A., Fokin V.G., Kuraeva I.A. Inzhenernyi analiz v ANSYS Workbench. Chast' 2 [Engineering analysis in ANSYS Workbench. Part 2. Tutorial]. Samara, 2013, 149 p.
15. Vil'deman V.E., Sokolkin Iu.V., Tashkinov A.A. Mekhanika neuprugogo deformirovaniya i razrusheniya kompozitsionnykh materialov [Mechanics of inelastic deformation and fracture of composites]. Moscow: Nauka. Fizmatgiz, 1997, 288 p.
16. Travush V.I., Kashevarova G.G., Martirosian A.S., Kuz'minykh V.S. Izuchenie protsessa razrusheniya svyazey stsepleniya pri vdavlivanii sterzhnia zhestkoi armatury v beton. Chast' 1: Eksperimental'nye issledovaniya [Study of debonding process when rigid reinforcement rod is pressed in concrete. Part 1. Experimental studies]. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2016, vol. 12, no. 1, pp. 140-146.
17. Kashevarova G.G., Martirosian A.S., Travush V.I. Ispol'zovanie sredstv vizualizatsii v prognozhakh povrezhdenii kompozitnykh kolonn s zhestkoi armaturoi [Use of imaging in the forecasts of composite columns damage with stiff reinforcement]. *Nauchnaia vizualizatsiia*, 2015, vol. 7, no. 5, pp. 122-141.
18. Travush V.I., Konin D.V., Rozhkova L.S., Krylov A.S., Kaprielov S.S., Chilin I.A., Martirosian A.S., Filkin A.I. Eksperimental'nye issledovaniya stalezhelezobetonnykh konstruksii, rabotaiushchikh na vnetsentrennoe szhatie [Experimental study of composite structures, working for eccentric compression]. *ACADEMIA, Arkhitektura i stroitel'stvo*, 2016, no. 3, pp. 127-135.

Получено 12.01.2017

A. Martirosyan, V. Travush, G. Kashevarova

STUDY OF INFLUENCE OF THE RIGID REINFORCEMENT GEOMETRY ON THE LOAD DISTRIBUTION IN STEEL-CONCRETE COMPOSITE CONSTRUCTION ELEMENTS

The vertical compressive load acting on the lower floors columns of the modern high-rise buildings can be up to 20,000 tons or more. This load causes not only compression but also buckling of column associated with the random eccentricities. To reduce the cross-sectional dimensions of concrete columns with rigid reinforcement, high-strength concrete and new classes of high strength steels are used. However the columns bearing capacity study results and the recommendations in design standards are currently missing.

In this article the study results of a composite column with different rigid reinforcement profiles, but the same cross-sectional area are presented. Computational experiments were carried out in the ANSYS software package and showed that the rigid reinforcement geometric parameters significantly affect load distribution between the column components (concrete, rigid and flexible reinforcement) and on the column bearing capacity as a whole. The rigid reinforcement profile in the form of two I-beams arranged crosswise (relative to I-beam and square profiles) provides the best column bearing capacity.

Keywords: steel-concrete column, compression with buckling, rigid reinforcement profile, the load distribution between the concrete, rigid and flexible reinforcement.

Мартirosян Анна Сергеевна (Пермь, Россия) – аспирант кафедры «Строительные конструкции и вычислительная механика», Пермский национальный исследовательский политехнический университет (614990, г. Пермь, Комсомольский пр, 29, e-mail: anka_31@mail.ru).

Травуш Владимир Ильич (Москва, Россия) – д-р техн. наук, академик РААСН, вице-президент Российской академии архитектуры и строительных наук (Москва, Большая Дмитровка, 24, e-mail: raasn@raasn.ru).

Кашеварова Галина Геннадьевна (Пермь, Россия) – д-р техн. наук, профессор, заведующая кафедрой «Строительные конструкции и вычислительная механика», Пермский национальный исследовательский университет (614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, e-mail: ggkash@mail.ru).

Martirosyan Anna (Perm, Russian Federation) – Postgraduate Student of the Department of Building constructions and Computational Mechanics, Perm National Research Polytechnic University (614990, Perm, Komsomolsky av., 29, e-mail: anka_31@mail.ru).

Travush Vladimir (Moscow, Russian Federation) – Doctor of Technical Sciences, Academician RAASN Vice-president of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Bolshaya Dmitrovka, 24, e-mail: raasn@raasn.ru).

Kashevarova Galina (Perm, Russian Federation) – Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Building constructions and Computational Mechanics, Perm National Research Polytechnic University (614990, Perm, Komsomolsky av., 29, Russian Federation, e-mail: ggkash@mail.ru).