УДК 539.4

© И. В. Астахов, канд. техн. наук, доцент
© А. Ю. Кузнецов, канд. техн. наук, доцент
© Д. В. Морозова, магистрант
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: ivan.spb@rambler.ru, al.y.kuznetsov@gmail.com,
morozova-dasha94@mail.ru

DOI 10.23968/1999-5571-2017-14-3-15-20

© I. V. Astakhov, PhD in Sci. Tech., Associate Professor
© A. Yu. Kuznetsov, PhD in Sci. Tech., Associate Professor
© D. V. Morozova, undergraduate
(Saint Petersburg State University of Architecture
and Civil Engineering)
E-mail: ivan.spb@rambler.ru, al.y.kuznetsov@gmail.com,
morozova-dasha94@mail.ru

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

PERFORMANCE ANALYSIS OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES

Предложена методика оценки предельного напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных элементов на основе апробированного алгоритма «Сечение». Разработанная методика рассмотрена на примере расчета железобетонной колонны с жесткой арматурой. Приводятся краткие сведения об используемом алгоритме. Произведена оценка прочности железобетонных колонн с жесткой арматурой с использованием различных марок стали в общем случае загрузки. Сделан вывод об областях рационального применения данного вида сталежелезобетонных конструкций.

Ключевые слова: бетон, железобетон, сталежелезобетонная конструкция, сталежелезобетонная колонна, жесткая арматура, гибкая арматура, прочность, несущая способность, алгоритм «Сечение».

The paper offers an approach for evaluating the boundary strain-stress condition of steel-concrete composite structures using the field-proven Section Algorithm. The offered approach is demonstrated on the example of calculating a composite reinforced concrete column with rigid reinforcement. The paper contains some information about the applied algorithm. An assessment is made of durability of reinforced concrete columns with rigid reinforcement using various brands of steel under loading. The authors make a conclusion in regard of the proper range of usage for this kind of composite column structures with rigid reinforcement.

Keywords: concrete, reinforced concrete, steel-concrete composite structure, steel-concrete composite column, rigid reinforcement, flexible reinforcement, strength, load-carrying ability, Section Algorithm.

На основе алгоритма «Сечение», апробированного при расчетах сечений элементов стальных конструкций [1, 5], авторами реализована методика для оценки напряженно-деформированного состояния и несущей способности сечений сталежелезобетонных элементов произвольной формы при различных значениях продольной силы, приложенной с двухосными эксцентриситетами.

С помощью алгоритма можно отследить развитие деформаций по мере роста силовых факторов и установить предельное состояние по заданному критерию. С этой целью расчетное поперечное сечение разделяется на элементарные

площадки $\Delta \bar{A}_k$ с координатами центра тяжести $\bar{x}_k, \bar{y}_k$. Выбор количества таких площадок m осуществляется исходя из условий обеспечения необходимой точности вычислений [1].

Для исключения из расчета абсолютных значений σ_y и соответствующего ему расчетного сопротивления R_y физические зависимости между напряжениями и деформациями на основе принятой нелинейно-упругой модели материала представлены в относительных величинах:

$$\bar{\sigma} = \bar{\epsilon} \bar{E}_c; \quad (1)$$

$$\Delta \bar{\sigma} = \Delta \bar{\epsilon} \bar{E}_k, \quad (2)$$

где $\bar{E}_c = E_c / E$, $\bar{E}_k = E_k / E$ — относительные значения секущего и касательного модулей упруго-

сти; $\bar{\sigma} = \sigma / R_y$, $\bar{\varepsilon} = \varepsilon E / R_y$ — значения напряжений и деформаций.

Напряженно-деформированное состояние каждой выбранной k -й площадки сечения $\Delta \bar{A}_k = \Delta A_k / A$ характеризуется величиной продольной деформации

$$\bar{\varepsilon}_k = \bar{\varepsilon}_0 - \bar{v}'' \bar{y}_k - \bar{u}'' \bar{x}_k, \quad (3)$$

где $\bar{x}_k = \frac{x_k}{i_x}$, $\bar{y}_k = \frac{y_k}{i_y}$ — координаты центра тяжести k -й площадки $\Delta \bar{A}_k$ в относительных величинах; $\bar{\varepsilon}_0 = \varepsilon_0 \frac{E}{R_y}$ — относительная деформация оси стержня; $\bar{u}'' = u'' \frac{i_y E}{R_y}$, $\bar{v}'' = v'' \frac{i_x E}{R_y}$ — кривизны продольной оси стержня в двух плоскостях рассматриваемого сечения в относительных величинах.

Напряженно-деформированное состояние в поперечном сечении стержня, в котором участвует весь комплекс силовых факторов, с учетом физической нелинейности определяется из решения системы нелинейных уравнений. Эти уравнения определяют связь между силовыми факторами $\bar{N}$, $\bar{M}_x$, $\bar{M}_y$ и нормальными напряжениями $\bar{\sigma}$:

$$\begin{aligned} \bar{N} &= \int_A \bar{\sigma} \Delta \bar{A} \approx \sum_1^m \bar{\sigma}_k \Delta \bar{A}_k; \\ \bar{M}_x &= \int_A \bar{\sigma} \bar{y} \Delta \bar{A} \approx \sum_1^m \bar{\sigma}_k \bar{y}_k \Delta \bar{A}_k; \\ \bar{M}_y &= \int_A \bar{\sigma} \bar{x} \Delta \bar{A} \approx \sum_1^m \bar{\sigma}_k \bar{x}_k \Delta \bar{A}_k, \end{aligned} \quad (4)$$

где $\bar{N} = \frac{N}{AR_y}$; $\bar{M}_x = \frac{M_x}{AR_y i_x}$; $\bar{M}_y = \frac{M_y}{AR_y i_y}$; m — число площадок $\Delta \bar{A}_k$, на которые разбивается сечение.

Чтобы проследить за развитием деформаций по мере роста силовых факторов, расчет напряжений и деформаций строится в приращениях. Физические зависимости и деформации в приращениях имеют следующий вид:

$$\Delta \bar{\sigma} = \Delta \bar{\varepsilon} \bar{E}_k; \quad (5)$$

$$\Delta \bar{\varepsilon}_k = \Delta \bar{\varepsilon}_0 - \Delta \bar{v}'' \bar{y}_k - \Delta \bar{u}'' \bar{x}_k. \quad (6)$$

С их использованием уравнения равновесия (4) в приращениях:

$$\begin{aligned} \Delta \bar{N} &= k_{11} \Delta \bar{\varepsilon}_0 + k_{12} \Delta \bar{v}'' + k_{13} \Delta \bar{u}''; \\ \Delta \bar{M}_x &= k_{21} \Delta \bar{\varepsilon}_0 + k_{22} \Delta \bar{v}'' + k_{23} \Delta \bar{u}''; \\ \Delta \bar{M}_y &= k_{31} \Delta \bar{\varepsilon}_0 + k_{32} \Delta \bar{v}'' + k_{33} \Delta \bar{u}'', \end{aligned} \quad (7)$$

где

$$\begin{aligned} k_{11} &= \sum_{k=1}^m \bar{E}_k \Delta \bar{A}_k; k_{12} = k_{21} = \sum_{k=1}^m \bar{E}_k \bar{y}_k \Delta \bar{A}_k; \\ k_{13} &= k_{31} = \sum_{k=1}^m \bar{E}_k \bar{x}_k \Delta \bar{A}_k; \\ k_{23} &= k_{32} = \sum_{k=1}^m \bar{E}_k \bar{x}_k \bar{y}_k \Delta \bar{A}_k; \\ k_{33} &= \sum_{k=1}^m \bar{E}_k \bar{x}_k^2 \Delta \bar{A}_k; k_{22} = \sum_{k=1}^m \bar{E}_k \bar{y}_k^2 \Delta \bar{A}_k. \end{aligned} \quad (8)$$

В упругой области работы материала система уравнений (7) является линейной, и жесткости сечения $k_{ij} = 0$ (для $i \neq j$) [1]. С появлением и развитием упругопластических деформаций система уравнений становится нелинейной, так как жесткости сечения зависят от касательного модуля $\bar{E}_k$, который нелинейно связан с относительной деформацией $\bar{\varepsilon}_k$.

Решение системы уравнений (7) производится на основе метода быстрого спуска, позволяющего с помощью последующих приближений получить с заданной точностью значения всех составляющих компонент деформаций при любом сочетании силовых факторов.

Работу материалов характеризуют графики зависимости в осях $\sigma - \varepsilon$: трехлинейный график для бетона в соответствии с [7] (рис. 1), а также диаграмма Прандтля (рис. 2).

Для оценки предельного напряженно-деформированного состояния исследуемой конструкции ее поперечное сечение разбивается сеткой на m площадок $\Delta \bar{A}_k$ с координатами центра тяжести $(\bar{x}_k, \bar{y}_k)$, для каждой элементарной площадки присваивается своя зависимость $\sigma - \varepsilon$.

Рис. 1. График зависимости $\sigma - \varepsilon$ для бетона

Рис. 2. Диаграмма Прандтля

Расчет несущей способности выбранного сечения производится при условии совместной работы стальной и бетонной частей. Критерием предельного состояния бетонной части сечения является появление трещин. В качестве критерия, определяющего предельное состояние стальной части, принята деформация, при которой эксплуатация становится опасной и нерациональной. Предельное состояние устанавливается по максимальному значению остаточной относительной деформации $\bar{\epsilon}_{p, \max} = 3$ [1].

Результатами расчета являются кривые взаимодействия в осях $N - M_y$ и $M_y - M_x$ — множества всех возможных сочетаний силовых факторов, при которых несущая способность сечения по заданному критерию обеспечена. Для внутренних силовых факторов было принято следующее правило знаков: внутренняя продольная сила N , которая стремится сжать рассматриваемое сечение, считается положительной. Растягивающая продольная сила имеет отрицательный знак.

Для апробации предложенной методики при решении задач прочности для сталежелезобетонных сечений рассчитано сечение колонны с двутавровым стальным сердечником и дополнительной арматурой (рис. 3).

С целью обеспечения достаточной точности вычислений сечение разбивается на 600 площадок, деление исходного сечения на площадки представлено на рис. 4.

Полученные с помощью методики кривые взаимодействия в осях $N - M_y$ и $M_y - M_x$ для исследуемого сечения железобетонной колонны с жесткой арматурой представлены на рис. 6, 7.

Рис. 3. Исследуемое сечение (хомуты и шпильки условно не показаны)

Рис. 4. Деление исходного сечения на площадки

Для оценки эффективности работы сталежелезобетонных элементов под действием продольной силы с двухосными эксцентриситетами на рисунках, кроме исследуемого бетонного сечения со стальным двутавром и арматурой (рис. 5, в), также изображены кривые взаимодействия для двутаврового стального сечения (рис. 5, а) и для бетонного сечения со стальным двутавром (рис. 5, б). Данные сечения получены путем исключения арматуры и бетона из исходного сечения сталежелезобетонной колонны.

Основываясь на полученных диаграммах, сделаны следующие выводы:

- железобетонное сечение с жесткой арматурой способно воспринять на 27 % большую сжи-

Рис. 5. Сечения: а — стального двутавра; б — бетонное со стальным двутавром; в — бетонное со стальным двутавром и арматурой

мающую силу N по сравнению с тем же сечением без арматуры, и на 48 % — по сравнению с двутавровым сердечником в отдельности;

- стальное двутавровое сечение воспринимает на 80 % большие растягивающие усилия по сравнению с комбинированным;

- в случае применения жесткой арматуры марки С245 исследуемое сечение при значении $N > 3000$ тс способно воспринять на 83 % большее значение изгибающего момента M_y по сравнению с двутавровым сердечником;

- двутавровое сечение показывает лучшую работу при изгибе в двух плоскостях по сравнению со сталежелезобетонным.

Для того чтобы проанализировать влияние марки стали сердечника на несущую способность сталежелезобетонной колонны, произведен расчет аналогичного сечения с использованием стали С345 в качестве материала двутаврового сердечника. Полученные в двух случаях кривые взаимодействия в осях $N - M_y$ представлены на рис. 8, в осях $M_x - M_y$ — на рис. 9.

На основе приведенных кривых взаимодействия были выявлены следующие зависимости:

- в условиях центрального сжатия использование жесткой арматуры марки С345 вместо С245 дает увеличение несущей способности на 7,3 %;

- в условиях внецентренного сжатия изменение марки стали жесткой арматуры сказывается на несущей способности незначительно.

Проведенное исследование показало эффективность использования алгоритма «Сечение» при расчете сталежелезобетонных колонн. В то время как методики расчета подобных конструкций, предложенные в Еврокоде 4, а также в проекте будущего свода правил «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования», предполагают расчет приведенного сечения, применение алгоритма «Сечение» дает возможность рассчитывать несущую способность сечения сталежелезобетонного элемента любой конфигурации, что является несомненным преимуществом предложенной методики.

Рис. 6. Кривые взаимодействия в осях $N - M_y$: 1 — сечение стального двутавра; 2 — бетонное сечение со стальным двутавром; 3 — бетонное сечение со стальным двутавром и арматурой

Рис. 7. Кривые взаимодействия в осях $M_y - M_x$: 1 — сечение стального двутавра; 2 — бетонное сечение со стальным двутавром; 3 — бетонное сечение со стальным двутавром и арматурой

Рис. 8. Кривые взаимодействия в осях $N - M_y$: 1 — вариант со сталью С245; 2 — вариант со сталью С345

Рис. 9. Кривые взаимодействия в осях $M_y - M_x$: 1 — вариант со сталью С245; 2 — вариант со сталью С345

Библиографический список

1. Астахов И. В. Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутых профилей: автореф. дис. ... канд. техн. наук. СПб.: СПбГАСУ, 2006. 24 с.

2. Белый Г. И. О расчете упругопластических тонкостенных стержней по пространственно-деформированной схеме с учетом касательных напряжений и деформаций сдвига // Металлические конструкции: межвуз. темат. сб. тр. Л.: ЛИСИ, 1984. С. 10–23.

3. Замалиев Ф. С. Прочность и деформативность сталежелезобетонных изгибаемых конструкций гражданских зданий при различных видах загрузки: дис. ... д-ра техн. наук. Казань, 2013. 379 с.

4. Кашеварова Г. Г., Мартиросян А. С., Травуш В. И. Расчетно-экспериментальное исследование процесса разрушения связей сцепления при вдавливании стержня жесткой арматуры в бетон // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. 2016. № 3. С. 62–75.

5. Кузнецов А. Ю. Прочность и пространственная устойчивость составных стержневых элементов конструкций из холодногнутых профилей: автореф. дис. ... канд. техн. наук. СПб.: СПбГАСУ, 2013. 23 с.

6. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*; введ. 2011-05-20. М.: Стройиздат, 2011.

7. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003; введ. 2013-01-01. М.: Стройиздат, 2012.

8. СП «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования» [Проект]. М., 2015.

9. Травуш В. И., Каприелов С. С., Конин Д. В., Крылов А. С., Кашеварова Г. Г., Чилин И. А. Определение несущей способности на сдвиг контактной поверхности «сталь–бетон» в сталежелезобетонных конструкциях для бетонов различной прочности на сжатие и фибробетона // Строительство и реконструкция. 2016. № 4 (66). С. 45–55.

10. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, EN 1994-1-1 / European Committee for Standardization, 2004.

References

1. Astakhov I. V. *Prostranstvennaya ustoychivost' ehlementov konstruktсий iz kholodnognutyykh profiley*. Avtoref. dis. kand. tekhn. nauk [Spatial stability of elements of designs from cold formed profiles. Author's thesis of PhD in Sci. Tech. diss.]. St. Petersburg, SPSUACE, 2006, 24 p.

2. Belyy G. I. *O raschete uprugoplasticheskikh tonkostennykh stержney po prostranstvenno-deformirovannoy*

scheme s uchetom kasatel'nykh napryazheniy i deformatsiy sdviga [On calculation of elastic-plastic thin-walled cores for the spatial deformation scheme taking into account the tangent tension and deformations of shift]. *Mezhvuz. temat. sb. tr. «Metallicheskie konstruktсий»* [Inter-higher educational institutions thematic collection of works "Metal design"]. Leningrad, LISI, 1984, pp. 10–23.

3. Zamiliev F. S. *Prochnost' ideformativnost' stalezhel-ezobetonnykh izgibaemykh konstruktсий grazhdanskikh zdaniy pri razlichnykh vidakh zagruzheniya*. Diss. dokt. tekhn. nauk [Durability and deformability of steel-concrete bent structures of civil buildings at different types of loading. Dr. Sci. Tech. diss.]. Kazan, 2013, 379 p.

4. Kashevarova G. G., Martirosyan A. S., Travush V. I. *Raschetno-eksperimental'noe issledovanie protsessa razrusheniya svyazey stsepleniya pri vдавливании stержnya zhestkoy armatury v beton* [Calculation and pilot study of the process of destruction of coupling communications at forcing the core of rigid reinforcement into concrete]. *Vestnik Permskogo natsional'nogo issledovatel'skogo politekhnicheskogo universiteta. Mekhanika – Bulletin of the Perm National Research Polytechnic University. Mechanics*, 2016, no. 3, pp. 62–75.

5. Kuznetsov A. Yu. *Prochnost' i prostranstvennaya ustoychivost' sostavnykh stержnevyykh ehlementov konstruktсий iz kholodnognutyykh profiley*. Avtoref. diss. kand. tekhn. nauk [Durability and spatial stability of composite rod elements of designs from cold formed profiles. Author's thesis of PhD in Sci. Tech. diss.]. St. Petersburg, SPSUACE, 2013, 23 p.

6. SP 16.13330.2011. *Stal'nye konstruktсий*. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP II-23-81*; vved. 2011-05-20 [SP 16.13330.2011. Revised edition of SNiP II-23-81*, introduced 2011-05-20]. Moscow, Stroyizdat Publ., 2011.

7. SP 63.13330.2012. *Betonnye i zhelezobetonnye konstruktсий*. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003; vved. 2013-01-01. [SP 63.13330.2012. Concrete and reinforced concrete structures. Revised edition of SNiP 52-01-2003, introduced 2013-01-01]. Moscow, Stroyizdat Publ., 2012.

8. SP «Stalezhelezobetonnye konstruktсий. Pravila proektirovaniya». *Proyekt* [SP "Steel-reinforced concrete structures. Rules of design". Project]. Moscow, 2015.

9. Travush V. I., et al. *Opredelenie nesushchey sposobnosti na sdvig kontaktnoy poverkhnosti «stal'–beton» v stalezhelozobetonnykh konstruktсийakh dlya betonov razlichnoy prochnosti na szhatie i fibrobetona* [Definition of the bearing ability on the shift of the "steel-concrete" contact surface in steel-reinforced concrete structures for concrete of various durability on compression and fiber reinforced concrete]. *Stroitel'stvo i rekonstruktсий – Construction and reconstruction*, 2016, no. 4 (66), pp. 45–55.

10. Eurocode 4. *Design of composite steel and concrete structures, EN 1994-1-1*. European Committee for Standardization, 2004.