

С.О. КУРНАВИНА¹, И.В. ЦАЦУЛИН¹¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

ВЛИЯНИЕ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ НА ВЫСОТУ НЕСОМКНУТОЙ ОСТАТОЧНОЙ ТРЕЩИНЫ В СЖАТОЙ ЗОНЕ БЕТОНА

Аннотация. Значительная часть территории Российской Федерации относится к сейсмически опасным районам. В действующих нормах при расчете железобетонных зданий на сейсмические нагрузки предполагается развитие пластических деформаций. Они учитываются при определении нагрузок путем введения понижающего коэффициента K_1 , но не учитывается их влияние на прочность элементов. Пластические деформации арматуры приводят к возникновению остаточных трещин в сжатой зоне бетона и вследствие этого к снижению несущей способности изгибаемых элементов на последующих циклах нагружения. Предложен приближенный метод определения глубины несомкнутых трещин и остаточной высоты сечения при смене знака внутренних усилий после достижения максимального прогиба. Глубина остаточной трещины определяется из условия равновесия продольных сил, с учетом напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента на трех этапах нагружения: в момент достижения максимальных пластических деформаций, на этапе разгрузки и в момент начала образования трещины после смены знака усилий. Проведено сравнение результатов, полученных приближенным методом, с результатами расчета конечно-элементной модели балки.

Ключевые слова: знакопеременные воздействия, пластические деформации, остаточные трещины.

S.O. KURNAVINA¹, I.V. TSATSULIN¹¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

THE INFLUENCE OF PLASTIC STRAINS ON THE DEPTH OF OPEN RESIDUAL CRACKS IN COMPRESSED ZONE PF CONCRETE

Abstract. A significant part of the territory of Russian Federation refers to seismically dangerous areas. In the current code in design of reinforced concrete buildings for seismic loads the development of plastic strains is supposed. They are taken into account while determining loads by introduction of reducing factor K_1 , but their influence on the strength of elements is neglected. Plastic strains of reinforcement lead to appearance of residual cracks in compressed zone of concrete and due to this the reduction of bearing capacity of bending elements takes place on following loading cycles. The approximate method of determination of the depth of open cracks and of the residual height of sections when changing the sign of internal forces after reaching the maximum deflection has been proposed. The depth of residual crack is determined from the condition of equilibrium of longitudinal forces with regard to stress-strain state of a section at three stages of loading: at a moment of achievement of maximum plastic strains, at the unloading stage and at a moment of the beginning of crack formation after changing the sign of internal forces. The comparison of results obtained by the approximate method and results of calculation of finite elements model of a beam has been carried out.

Keywords: alternating loads, plastic deformations, residual cracks.

1. Введение

Значительная часть территории Российской Федерации относится к сейсмически опасным районам. В связи с этим совершенствование методов расчета зданий на

сейсмические воздействия является важной задачей, которой посвящено большое количество исследований [2, 3, 4, 8-14].

В настоящее время большая часть зданий рассчитывается на сейсмические нагрузки спектральным методом. Действующими нормами предполагается возможность развития пластических деформаций и местных повреждений при сейсмических воздействиях. Однако их наличие в расчетах спектральным методом учитывается только путем введения понижающего коэффициента K_1 [1].

Расчет железобетонных конструкций на прочность не учитывает развитие пластических деформаций и, как следствие, наличие остаточных трещин в сжатой зоне бетона при смене знака усилия. Но как показали результаты расчетов, остаточные несомкнутые трещины существенно снижают рабочую высоту сечения и уменьшают его несущую способность на последующих циклах нагружения. При значительной глубине несомкнутых трещин возможно хрупкое разрушение изгибаемых элементов при воздействии обратного знака [6, 7].

В связи с этим представляет интерес разработка приближенного метода определения глубины несомкнутой трещины и соответственно остаточной рабочей высоты сечения в зависимости от величины пластических деформаций в арматуре. Для этой цели рассмотрим работу нормального сечения на трех этапах деформирования.

2. Метод определения глубины остаточной трещины

2.1 Напряженно-деформированное состояние сечения в момент достижения максимального прогиба.

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние изгибаемого элемента в момент достижения максимального прогиба. Для простоты вычислений пренебрегаем работой растянутого бетона и предполагаем, что деформации сечения и их любые приращения подчиняются гипотезе билинейных сечений (рисунок 1) [5].

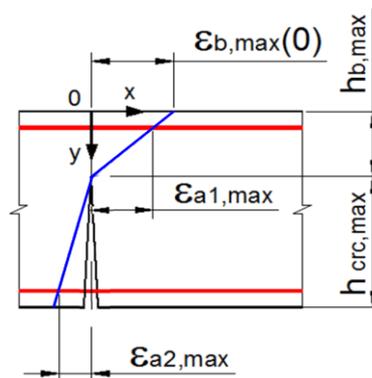


Рисунок 1 – Распределение деформаций по высоте сечения в момент достижения максимального прогиба

Максимальные деформации растянутой арматуры:

$$\varepsilon_{a2,\max} = -k_{pl,a} \cdot \frac{R_{sn}}{E_s} = \chi_{\max} \cdot (h_{b,\max} - h_0)$$

$k_{pl,a}$ – коэффициент пластичности по деформациям арматуры, χ_{\max} – кривизна сечения в момент достижения максимального прогиба, $h_{b,\max}$ – высота сжатой зоны бетона, h_0 – рабочая высота сечения, R_{sn} , E_s – предел текучести и модуль упругости арматуры соответственно.

В этом случае деформация сжатой арматуры:

$$\varepsilon_{a1,\max} = \frac{R_{sn} \cdot k_{pl,a}}{E_s \cdot (h_0 - h_{b,\max})} \cdot (h_{b,\max} - a) \cdot A$$

A – эмпирический коэффициент гипотезы билинейных сечений. При величине эмпирического коэффициента $A = 1$ эта гипотеза переходит в известную гипотезу плоских сечений.

Деформации сжатого бетона:

$$\varepsilon_{b,\max}(y) = \frac{R_{sn} \cdot k_{pl,a}}{E_s \cdot (h_0 - h_{b,\max})} \cdot (h_{b,\max} - y) \cdot A$$

Примем параболическую зависимость между деформациями и напряжениями:

$$\sigma_b(y) = E_b \cdot \left(\varepsilon_b(y) - 0.5 \frac{(\varepsilon_b(y))^2}{\varepsilon_R} \right)$$

ε_R – предельная деформация бетона, E_b – начальный модуль упругости бетона.

Тогда усилие в бетоне сжатой зоны будет равно:

$$N_b = b \cdot E_b \cdot \frac{R_{sn} \cdot k_{pl,a}}{E_s \cdot (h_0 - h_{b,\max})} \cdot A \cdot \left(\frac{(h_{b,\max})^2}{2} - \frac{R_{sn} \cdot k_{pl,a}}{E_s \cdot (h_0 - h_{b,\max})} \cdot A \cdot \frac{(h_{b,\max})^3}{6 \cdot \varepsilon_R} \right)$$

Усилие в сжатой арматуре:

$$N_{a1,\max} = A_{s1} \cdot \frac{R_{sn} \cdot k_{pl,a}}{(h_0 - h_{b,\max})} \cdot A \cdot (h_{b,\max} - a)$$

Усилие в растянутой арматуре:

$$N_{a1,\max} = -A_{s2} \cdot R_{sn} \cdot k_{pl,a}$$

A_{s1} , A_{s2} – площадь сжатой и растянутой арматуры.

Высоту сжатой зоны бетона в момент достижения максимального прогиба $h_{b,\max}$ можно найти из уравнения равновесия продольных сил в сечении:

$$N_b + N_{a1,\max} + N_{a2,\max} = 0$$

2.2 Напряженно-деформированное состояние сечения в момент разгрузки.

При разгрузке сечение получает приращение кривизны $\delta\chi$ обратного знака, которое должно уменьшить до нуля усилия в бетоне сжатой зоны и арматуре, пренебрегая работой растянутого бетона. Полагаем, что разгрузка всех слоев бетона происходит по прямым, параллельным касательной в начальной точке диаграммы « σ – ε ». При этом в бетоне и арматуре остаются некоторые остаточные деформации (рисунок 2).

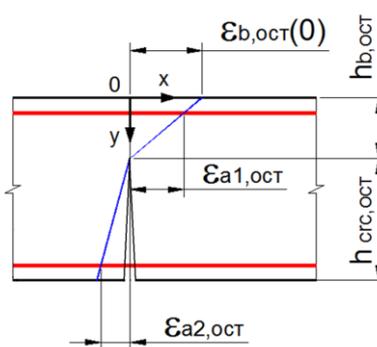


Рисунок 2 – Распределение деформаций по высоте сечения в момент разгрузки

Предполагаем, что разгрузка также подчиняется гипотезе билинейных сечений. Пусть деформирование происходит относительно некоторого мгновенного положения нейтральной оси h^* .

Остаточная деформация растянутой арматуры (A_{s2}):

$$\varepsilon_{a2,\text{ост}} = (1 - k_{pl,a}) \cdot \frac{R_{sn}}{E_s}$$

Согласно геометрической гипотезе билинейных сечений приращение деформаций обратного знака, приводящее к разгрузке:

$$\delta\varepsilon_{a2} = \delta\chi \cdot (h_0 - h^*) = \frac{-R_{sn}}{E_s}$$

Отсюда отрицательное приращение кривизны

$$\delta\chi = \frac{-R_{sn}}{E_s \cdot (h_0 - h^*)}$$

Приращение деформаций сжатой арматуры:

$$\delta\varepsilon_{a1} = A \cdot \delta\chi \cdot (h^* - a)$$

Приращение деформаций бетона:

$$\delta\varepsilon_b(y) = A \cdot \delta\chi \cdot (h^* - y)$$

Изменение усилия в растянутой арматуре:

$$\delta N_{a2} = A_{s2} \cdot R_{sn}$$

Изменение усилия в сжатой арматуре:

$$\delta N_{a1} = A_{s1} \cdot \frac{R_{sn}}{(h_0 - h^*)} \cdot A \cdot (a - h^*)$$

Изменение усилия в бетоне сжатой зоны:

$$\delta N_b = b \cdot \int_0^h \delta\sigma_b(y) dy = b \cdot E_b \cdot A \cdot \frac{R_{sn}}{E_s \cdot (h_0 - h^*)} \cdot \frac{(h^*)^2}{2}$$

Условие равновесия всех сил на продольную ось в приращениях:

$$\delta N_b + \delta N_{a1} + \delta N_{a2} = 0$$

Из этого условия можно выразить расстояние от сжатой грани до мгновенного положения нейтральной оси h^* , а через него, величины приращения деформаций, остаточную кривизну $\chi_{ост}$, остаточные деформации бетона и арматуры, и глубину остаточной трещины на момент разгрузки $h_{crc,ост}$.

2.3 Напряженно-деформированное состояние сечения в момент начала раскрытия трещины при нагружении обратного знака.

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние элемента в процессе нагружения обратного знака. При смене знака усилия напряженно-деформированное состояние сечения имеет сложный характер. Для приближенной оценки введем ряд упрощений.

Известно, что надежное смыкание трещины имеет место при определенной величине сжимающих напряжений по их берегам. Кроме того, скорость раскрытия трещины в растянутой зоне опережает скорость ее смыкания в сжатой зоне [6]. Поэтому в запас прочности величину остаточной трещины и рабочую высоту сечения будем определять на момент начала раскрытия трещины на противоположной грани балки.

Предполагаем, что смыкание имеет место, когда скомпенсированы остаточные деформации обратного знака, и слой бетона включается в работу на сжатие (рисунок 4, б). Дальнейшее деформирование сечения после начала раскрытия трещины в растянутой зоне приведет в возникновению сжимающих напряжений, достаточных для надежного смыкания берегов остаточной трещины.

Предполагаем, что приращение деформаций происходит относительно некоторого мгновенного положения нейтральной оси h^{**} (рисунок 3).

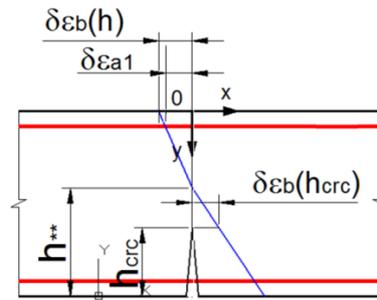


Рисунок 3 – Распределение деформаций по высоте сечения в начала раскрытия трещины после смены знака внутренних усилий

В момент начала раскрытия трещины в растянутой зоне деформации растянутого бетона достигают предельного значения.

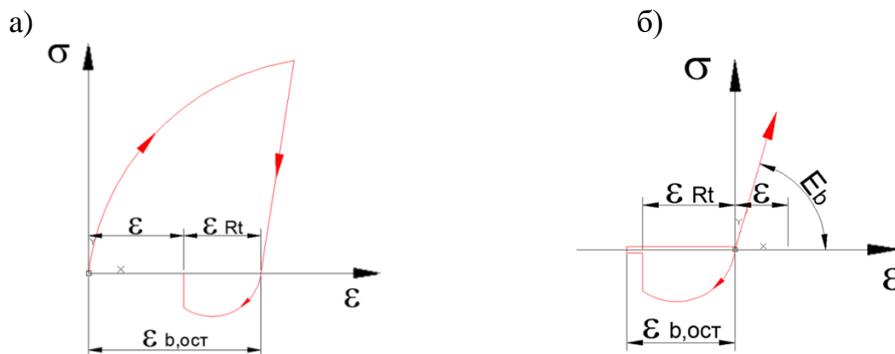


Рисунок 4 – Зависимость « σ – ϵ » при смене знака внутренних усилий:
а – в бетоне сжатой зоны, б – в бетоне растянутой зоны

С учетом остаточных деформаций сжатия $\epsilon_{b,ост}(0)$ (рисунок 4, а):

$$\epsilon_b(0) = \epsilon_{b,ост}(0) - \epsilon_{Rt}$$

ϵ_{Rt} – предельная деформация бетона при растяжении с учетом нисходящей ветви.

Отсюда приращение кривизны обратного знака

$$\delta\chi_1 = \frac{\epsilon_{Rt}}{h^{**} - h}$$

Приращение деформации растянутой арматуры из геометрической гипотезы

$$\delta\epsilon_{a1} = \frac{\epsilon_{Rt}}{h^{**} - h} \cdot (h^{**} - h_0)$$

Деформация сжатой арматуры из геометрической гипотезы

$$\delta\epsilon_{a2} = \frac{\epsilon_{Rt}}{h^{**} - h} \cdot A \cdot (a - h^{**})$$

Предположим, что вершина несомкнутой трещины лежит в слоях, которые на предыдущем цикле испытывали только растяжение. В этом случае бетон сжатой зоны включится в работу, когда будут скомпенсированы остаточные растягивающие деформации. Деформация в вершине несомкнутой нормальной трещины:

$$\epsilon_b(h - h_{crc}) = -\epsilon_{b,ост}(h - h_{crc}) = \frac{h_{b,ост} - (h - h_{crc})}{(h_{crc,ост} - a)} \cdot (k_{pl,a} - 1) \cdot \frac{R_{sn}}{E_s}$$

Из этого условия можно выразить глубину остаточной трещины в сжатой зоне h_{crc} в момент начала раскрытия трещины на противоположной грани:

$$h_{crc} = \frac{\frac{(k_{pl,a} - 1) \cdot R_{sn}}{(h_{crc,ocm} - a) \cdot E_s} \cdot h_{crc,ocm} - \frac{\varepsilon_{Rt}}{(h - h^{**})} \cdot A \cdot h^{**}}{\frac{(k_{pl,a} - 1) \cdot R_{sn}}{(h_{crc,ocm} - a) \cdot E_s} - \frac{\varepsilon_{Rt}}{(h - h^{**})} \cdot A}$$

Величину h^{**} можно найти из условия равенства нулю приращения всех продольных продольных сил $\Sigma \delta N = 0$

$$\delta N_b + \delta N_{bt} + \delta N_{a1} + \delta N_{a2} = 0$$

Поскольку в изгибаемых элементах без предварительного напряжения в момент начала образования трещины работа бетона сжатой зоны близка к упругой, то усилие в бетоне сжатой зоны можно определить как:

$$\delta N_b = \int_{h-h^{**}}^{h-h_{crc}} \delta \sigma_b(y) dy = E_b \cdot b \cdot \delta \chi_1 \cdot A \cdot \left[2 \cdot h \cdot h_{crc} - h^2 - h^{**} \cdot h_{crc} - 0.5 \cdot h_{crc}^2 + 0.5 \cdot (h^{**})^2 \right] - E_b \cdot b \cdot \chi_{ocm} \cdot \left[0.5 \cdot h_{crc}^2 - h \cdot h_{crc} + h_{b,ocm} \cdot h_{crc} - 0.5 \cdot (h^{**})^2 + h \cdot h^{**} - h_{b,ocm} \cdot h^{**} \right]$$

Приращение усилия в растянутой зоне бетона с учетом приращения деформаций согласно геометрической гипотезе:

$$\delta N_{bt} = \int_0^{h-h^{**}} \delta \sigma_b(y) dy = E_b \cdot b \cdot \delta \chi_1 \cdot \left[0.5 \cdot (h - h^{**})^2 + \frac{\delta \chi_1}{\varepsilon_{Rt}} \cdot \frac{(h - h^{**})^3}{6} \right]$$

Приращение усилия в растянутой арматуре

$$\delta N_{a1} = A_{s1} \cdot E_s \cdot \frac{\varepsilon_{Rt}}{(h - h^{**})} \cdot A \cdot (h^{**} - h_0)$$

Приращение усилия в сжатой арматуре

$$\delta N_{a2} = A_{s2} \cdot E_s \cdot \frac{\varepsilon_{Rt}}{(h - h^{**})} \cdot A \cdot (h^{**} - a)$$

Зная глубину остаточной трещины в сжатой зоне бетона, можно определить остаточную рабочую высоту сечения на последующих циклах нагружения.

3 Результаты

Для проверки данного метода проведены расчеты шарнирно опертой балки пролетом 6 м с симметричным армированием, с размерами сечения 0.6 м × 0.3 м из бетона класса В25, с арматурой класса А400 при различных коэффициентах армирования.

Кроме того, были проведены расчеты балки с теми же параметрами в ПК Abaqus. Бетон и арматурные стержни моделировались объемными конечными элементами. Для описания работы бетона использовалась модель «concrete damaged plasticity».

В данном образце образование трещин происходит в тот момент, когда в условном конечном элементе модели достигается поверхность прочности в пространстве напряжений, называемая «поверхностью трещинообразования» («crack detection surface»). «Crack detection surface» определяется линейной зависимостью между гидростатическим давлением и эквивалентным по Мизесу напряжением.

Диаграмма бетона, как при сжатии, так и при растяжении моделировалась полилинейной зависимостью. Для получения подробной картины трещинообразования в модели, при задании характеристик диаграммы бетона после достижения им предельных деформаций введена ниспадающая ветвь. Для арматуры использовалась билинейная упругопластическая диаграмма.

В первом полупериоде балка нагружалась монотонно возрастающими, двумя сосредоточенными силами, которые оставались постоянными после начала текучести в растянутой арматуре. После достижения арматурой заданной величины пластических деформаций, балка разгружалась, а затем нагружалась нагрузкой противоположного знака.

По результатам расчета строилась зависимость глубины остаточной трещины на момент начала текучести в арматуре при нагружении обратного знака от максимального коэффициента пластичности в первом цикле. Предполагалось, что смыкание трещины происходит, когда в растянутом слое бетона возникают сжимающие напряжения. В качестве исследуемого выбиралось сечение с трещиной в середине пролета.

На рисунке 5 представлены зависимости глубины остаточной трещины в сжатой зоне от коэффициента пластичности, определенные приближенным методом (цветные кривые) и с помощью конечно-элементного моделирования (черные кривые). Графики строились для трех различных значений коэффициента армирования.

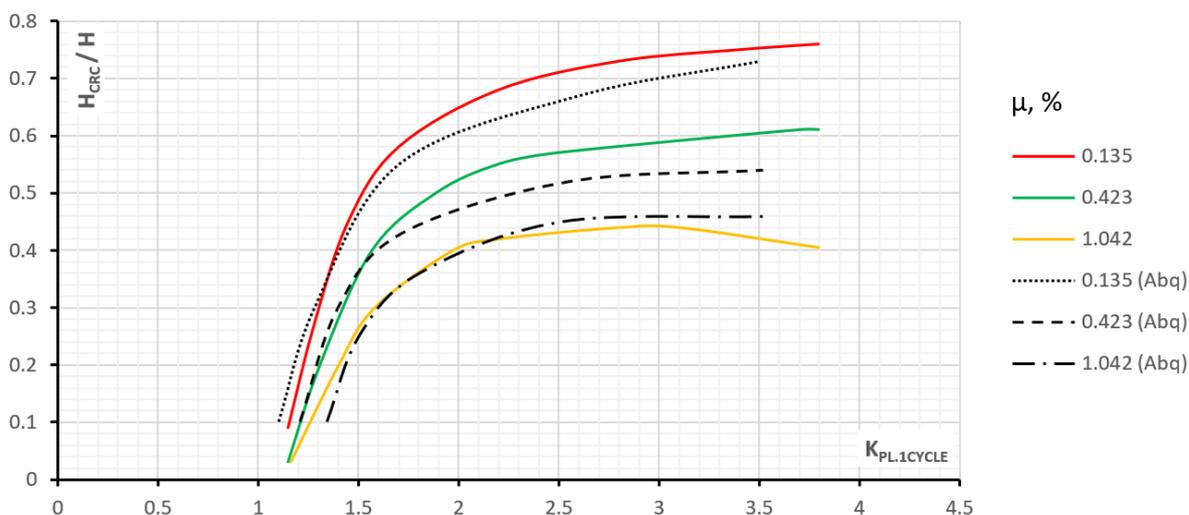


Рисунок 5 – Зависимость глубины остаточной трещины при смене знака нагрузки от величины максимального коэффициента пластичности в первом полупериоде

Как видно из графиков приближенный метод и конечно-элементный расчет дают достаточно близкие значения величины остаточной трещины. При величине коэффициента пластичности больше 1.5 величина отклонения не превышает 12%. Указанные расхождения, обусловлены введенными упрощениями.

Выводы

На основе полученных результатов можно сделать следующие выводы:

1. Вследствие развития пластических деформаций в арматуре при знакопеременных воздействиях большой интенсивности в сжатой зоне бетона возникают остаточные трещины, которые приводят к уменьшению высоты сечения при смене знака усилий и соответствующему снижению несущей способности элемента.

2. Предложенный приближенный метод позволяет оценить глубину несомкнутых трещин и остаточную высоту сечения при малоцикловых знакопеременных воздействиях типа сейсмических и дает удовлетворительную сходимость с более точными методами расчета.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах, актуализированная редакция СНиП II-7-81 *». Москва, 2014.
2. Абаканов М.С. Малоцикловая прочность железобетонных конструкций каркасных зданий при действии нагрузок типа сейсмических. Алматы: АО «КазНИИСА», 2016. 132 р.
3. Абаканов М.С. Прочность железобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях типа сейсмических // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. № 5. С. 30-34.
4. Garnitstky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Damage development process in reinforced concrete frame under the action of seismic loads // Proceedings of the III All Russian (II International) Conference on concrete and reinforced concrete «Concrete and reinforced concrete – glance at future». 2014. Volume II. Pp.57- 67.
5. Garnitsky V.J. The strength of reinforced concrete constructions along the sections, coincident with the field of inclined cracks III all-Russian (II International) Conference on concrete and reinforced concrete «Concrete and reinforced concrete glance at future». Moscow, 2014. Vol.1.
6. Курнавина С.О., Грачев А.Н. Критерий образования сквозных трещин при циклическом изгибе железобетонных конструкций // Строительство и реконструкция. 2018. № 5 (79). С 24-31.
7. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. The influence of open cracks in compressed area of concrete on behaviour of bending elements of frame buildings under special alternating loads// Modelling and Methods of Structural Analysis, Journal of Physics: Conference Series 1425 (2020) 012037 IOP Publishing doi:10.1088/1742-6596/1425/1/012037
8. Masyuk G.Kh. The process of cracking in bending elements under alternating low-cycle loads and their analysis on a basis of design model of resistance of reinforced // Urban planning and territorial planning. 2016. Vol. 61. Pp. 314-319.
9. Карпук В.М. Influence of cyclic alternating loading on strength, crack resistance and deformability of reinforced concrete span elements // Modern technology, materials and design in construction. 2014. Vol 17. No. 2. Pp. 6-15.
10. Семина Ю.А. Прочность железобетонных балочных элементов при воздействии циклической знакопеременной и малоцикловой знакопостоянной нагрузок // Вестник МГСУ. 2015. № 9. С. 36—50.
11. Кабанцев О.В., Усеинов Э.С. Шарипов Ш. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений сейсмостойких конструкций // Вестник ТГАСУ. 2016. № 2. С. 117-126.
12. Мкртычев О.В., Джинчвелашвили Г.А. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения): монография. Москва: МГСУ, 2012. 192 с.
13. Kalkan E., Kunnath S.K. Method of modal combinations for pushover analysis of Buildings. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 2004. Paper No. 2713.
14. Sofyan J. Ahmed Seismic evaluation of reinforced concrete frames using pushover analysis // Al-Rafidian Engineering Journal. 2013. Vol. 21. No 3. Pp. 28-45.

REFERENCES

1. SP 14.13330.2014 «Stroitelstvo v seismicheskikh rayonakh, aktualizirovannaya redaktsiya SNiP II-7-81*» [Seismic Building Design Code] Moscow, 2014.
2. Abakanov M.S. Malotsiklovaya prochnost gelezobetonnykh constuktsiy karkasnikh zdaniy pri deystviy nagruzok tipa seismicheskikh [Low-cycle strength of reinforced concrete constructions of frame buildings under loads the type of seismic]. Alma ATA: AO «KazNIISA», 2016, 132 p (rus).
3. Abakanov M.S Prochnost gelezobetonnykh constuktsiy pri malotsiklovykh nagrudgeniyakh tipa seismicheskikh [Strength of reinforced concrete constructions under loads the type of seismic] // Earthquake engineering. Safetyoffacilities. 2013. No.5. Pp. 30-34 (rus).
4. Garnitstky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Damage development process in reinforced concrete frame under the action of seismic loads // Proceedings of the III All Russian (II International) Conference on concrete and reinforced concrete «Concrete and reinforced concrete – glance at future». 2014. Volume II. Pp.57- 67.
5. Garnitsky V.J. The strength of reinforced concrete constructions along the sections, coincident with the field of inclined cracks III all-Russian (II International) conference on concrete and reinforced concrete «Concrete and reinforced concrete glance at future», Moscow, 2014. Vol.1.
6. Kurnavian S.O., Grachev A.N. Kriteriy obrazovaniya skvoznich treshin pri tsiklicheskom izgibe gelezobetonnykh constuktsiy // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2018. Vol. 79. No. 5. Pp. 24-31. (rus).
7. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. The influence of open cracks in compressed area of concrete on behaviour of bending elements of frame buildings under special alternating loads// Modelling and Methods of Structural Analysis, Journal of Physics: Conference Series 1425 (2020) 012037 IOP Publishing doi:10.1088/1742-6596/1425/1/012037
8. Masyuk G.Kh. The process of cracking in bending elements under alternating low-cycle loads and their analysis on a basis of design model of resistance of reinforced // Urban planning and territorial planning. 2016. Vol. 61. Pp. 314-319.

9. Karpyuk V.M. Influence of cyclic alternating loading on strength, crack resistance and deformability of reinforced concrete span elements // *Moder technology, materials and design in construction*. 2014. Vol 17. No. 2. Pp. 6-15.
10. Semina Yu.A. Prochnost gelezobetonnykh baloch nichele mentov pri vozdeystvii tsiklicheskoj znakoperemnoy i malotsiklovoj znakopostoyannoy nagruzok // *VestnikMGSU*. 2015. № 9. Pp. 36—50 (rus).
11. Kabantsev O.V., Useinov E.S., Sharipov S. O metodike opredeleniya koefficienta dopuskayemikh povregdeniy seismostoykikh konstruksiy [Determination of allowable damage factor of antiseismic structures] // *Vestnik TGASU*. 2016. No. 2. Pp. 117-126.
12. Mkrtychev O.V. Problemy ucheta nelineynosti v teorii seismostoykosti (gipotezy i zabluzhdeniya): monography [Problems of non-linearity considering in the theory of seismic stability (hypotheses and errors)]. Moscow: MGSU, 2012. 192 p.
13. Kalkan E., Kunnath S.K. Method of modal combinations for pushover analysis of Buildings. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C. Canada, 2004. Paper No. 2713.
14. Sofyan J. Ahmed Seismic evaluation of reinforced concrete frames using pushover analysis // *Al-Rafidian Engineering Journal*. 2013. Vol. 21. No 3. Pp. 28-45.

Информация об авторах:

Курнавина Софья Олеговна

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: sofyK@yandex.ru

Цацулин Илья Владимирович

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: ilya.vladimirovich.t@mail.ru

Information about authors:

KurnavinaSofyaOl.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, candidate of technical sciences, associate professor, associate professor of the department of reinforced concrete and stone structures.

E-mail: sofyK@yandex.ru

Tsatsulin Ilya V.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, postgraduate student of the department of reinforced concrete and stone structures.

E-mail: ilya.vladimirovich.t@mail.ru