

С.Ю. САВИН¹

¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

К ПОСТРОЕНИЮ ДЕФОРМАЦИОННЫХ КРИТЕРИЕВ ОСОБОГО ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Аннотация. При аварийных ситуациях, вызванных внезапным удалением из каркаса здания одного из несущих элементов, в сечениях внецентренно сжатых конструктивных элементов (колонны, пилоны, раскосы и пояса ферм и т.д.) вследствие резкого роста эксцентриситетов приложения нагрузок может быть реализовано напряженно-деформированное состояние более невыгодное по сравнению с их НДС на стадии нормальной эксплуатации от действия основных и особых сочетаний нагрузок. В тех случаях, когда догружаемые в результате аварийной ситуации внецентренно сжатые элементы конструктивной системы обладают «изящным» сечением, либо приобрели средовые (коррозия) или механические (сколы, погиби) повреждения в процессе эксплуатации, в качестве возможного сценария истощения их несущей способности может стать потеря устойчивости формы.

В работе предложен подход к построению деформационных критериев для оценки особого предельного состояния внецентренно сжатых стержневых элементов железобетонных каркасов зданий, основанный на использовании комбинации нелинейного деформационного расчета и нелинейного расчета на устойчивость формы.

Показано, что предельные значения деформаций для рассмотренного железобетонного элемента могут определяться критериями прочности или устойчивости в зависимости от соотношения размеров и структуры сечений элементов конструктивной системы, а также соотношения усилий, действующих в сечениях конструктивного элемента.

Ключевые слова: железобетон, каркас, внецентренное сжатие, особое предельное состояние, устойчивость, деформационный критерий

S.Yu. SAVIN¹

¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

DEFORMATION CRITERIA FOR SPECIAL LIMIT STATE OF RC FRAME BAR ELEMENTS IN COMPRESSION

Abstract. At emergency situations caused by the sudden removal of one of the load-bearing elements from the building frame, a stress-strain state is more disadvantageous in comparison with their stress-strain state at the stage of normal operation. In cases where the eccentrically compressed elements have an "elegant" section, or have acquired environmental (corrosion) or mechanical (chips) damages during operation, as a possible scenario for the exhaustion of their bearing capacity is buckling.

The paper proposes an approach to the construction of deformation criteria for assessing the special limiting state of eccentrically compressed bar elements of reinforced concrete frames. The approach is based on the use of a combination of nonlinear deformation analysis and nonlinear form stability analysis.

It is shown that the limiting values of deformations for the considered reinforced concrete element can be determined by the criteria of strength or stability, depending on the ratio of the sizes and structure of sections of the bar elements, as well as the ratio of the forces acting in them.

Keywords: reinforced concrete, frame, eccentric compression, special limit state, buckling, deformation criterion.

1 Введение

Анализ аварий, произошедших на объектах капитального строительства в последние десятилетия, а также результатов численного моделирования этих и гипотетических аварийных расчетных ситуаций [1-4] показал, что при отказе одной из несущих конструкций происходит структурная перестройка конструктивной системы здания, сопровождающаяся перераспределением силовых потоков и деформаций. В том случае, если время удаления несущего элемента исчисляется долями секунды, то этот процесс сопровождается возникновением значительных сил инерции, что приводит к динамическому догружению сохранившихся элементов несущей системы здания. Это подтверждается результатами натурных испытаний, выполненных Sasani and Sagiroglu [5-7] при сносе зданий, а также тестированием масштабных моделей плоских и пространственных каркасов зданий, выполненных Колчуновым В.И. и др. [8], Федоровой Н.В. и Ву Н.Т. [9], Демьяновым А.И. и Алькади С.А. [10]. Согласно результатам названных исследований, первыми в процесс перераспределения силовых потоков (alternate load pathing) при структурной перестройке системы включаются элементы покрытий (перекрытий) над удаляемой конструкцией.

Однако возможен сценарий, при котором удаление несущего элемента каркаса здания может привести к потере устойчивости формы внецентренно сжатых элементов деформированной конструктивной системы. Такой сценарий развития прогрессирующего обрушения может быть связан с накоплением средовых повреждений (коррозия, высокие температуры) [11-13], изменением характера НДС внецентренно сжатых элементов вследствие увеличения пролета конструкции перекрытия или роста эксцентриситета приложения продольной силы [14], увеличением расчетной длины рассматриваемого внецентренно сжатого элемента вследствие удаления вертикальных связей или деградации условий закрепления [15]. В качестве критериев для оценки несущей способности отдельных внецентренно сжатых элементов каркасов зданий при динамических догружениях, вызванных аварийным отказом одной из несущих конструкций, как правило, выступают предельные усилия, воспринимаемые сечениями рассматриваемых элементов из условия прочности, либо предельные деформации в бетоне и арматуре.

Трекиным Н.Н. и Кодышем Э.Н. в работе [16] в качестве интегральных критериев особого предельного состояния изгибаемых железобетонных элементов каркасов зданий и сооружений рассмотрены деформационные критерии, ограничивающие относительные предельные прогибы конструкций $[f/l]$. Под особым предельным состоянием в соответствии с [17] будем понимать такое состояние конструкций после превышения границы несущей способности по первому и деформативности по второму предельным состояниям, в котором они не полностью соответствуют функциональным требованиям, дальнейшее увеличение нагрузок и (или) воздействий приводит к их разрушению. Представляется, что аналогичные интегральные критерии целесообразно также ввести и для оценки особого предельного состояния внецентренно сжатых стержневых элементов железобетонных несущих систем. Однако деформирование, потеря устойчивости и разрушение таких элементов имеет свою специфику, которая должна быть учтена при построении деформационных критериев их особого предельного состояния. В частности, необходимо учитывать соотношения размеров и структуру сечений элементов конструктивной системы, условия сопряжения в узлах, а также соотношение усилий, действующих в элементе. В связи с этим, в данной работе на основе анализа уравнений устойчивости стержневого элемента с упругоподатливыми закрепления от поперечного смещения и поворота на обоих концах, а также результатов численного моделирования предложен подход к построению деформационных критериев особого предельного состояния для внецентренно сжатых стержневых элементов железобетонных несущих систем зданий и сооружений.

2 Методы

Уравнение равновесного состояния внецентренно сжатого стержневого элемента (рисунок 1, а) с использованием безразмерных координат и параметров может быть записано в виде:

$$\frac{d^2\bar{w}}{d\xi^2} + k^2\bar{w} = -k^2(\bar{e}_i\xi + \bar{e}_j(1 - \xi) + \bar{e}_0), \quad (1)$$

где

$$\xi = \frac{x}{l}, \quad \bar{w} = \frac{w}{l}, \quad \bar{e}_i = \frac{e_i}{l}, \quad \bar{e}_j = \frac{e_j}{l}, \quad \bar{e}_0 = \frac{e_0}{l}, \quad k^2 = \frac{Nl^2}{B_{M,red}}.$$

Здесь $B_{M,red}$ – изгибная жесткость приведенного поперечного сечения железобетонного элемента, определяемая с учетом режима нагружения, а также наличия механических или средовых повреждений; x – координата, отсчитываемая вдоль недеформированной оси стержня; $w = w(x)$ – отклонение оси стержня от недеформированного состояния; l – длина стержневого элемента; N – продольная сила; $e_0 = e_0(\xi)$ – начальная погибь стержневого элемента; e_i, e_j – расчетные эксцентриситеты на концах стержневого элемента, определяемые как отношение действующих в соответствующих концевых сечениях изгибающих моментов к продольной силе.

На данном этапе для большей наглядности ограничимся рассмотрением частного идеализированного случая – центрального сжатия железобетонного стержневого элемента, имея в виду, что представленный подход может быть распространен на более широкий класс задач об устойчивости стержневых элементов.

Исключив из уравнения (1) параметры, относящиеся к концевым моментам и начальной погиби стержня, и дважды продифференцировав по ξ , получим уравнение устойчивости для центрально сжатого стержня с произвольными граничными условиями [18]:

$$\frac{d^4\bar{w}}{d\xi^4} + k^2\frac{d^2\bar{w}}{d\xi^2} = 0. \quad (2)$$

В том случае, если концы стержня упругоподатливо закреплены от поперечных смещений и поворотов (рисунок 1), то в концевых сечениях элемента будут действовать усилия:

$$\begin{aligned} \bar{Q} &= -C_i\bar{w} + k^2\bar{w}' = -\bar{w}''', \\ \bar{M} &= -C_j\bar{w}' = -\bar{w}'', \end{aligned} \quad (3)$$

где C_i, C_j – величины податливостей опорных закреплений стержня на поперечное смещение и поворот соответственно.

Подставляя решение уравнения (2) по методу начальных параметров при $\xi = 1$ в (3), получим систему из двух линейных однородных уравнений с двумя неизвестными:

$$\begin{aligned} A_1\bar{w}_0'' + A_2\bar{w}_0''' &= 0, \\ A_3\bar{w}_0'' + A_4\bar{w}_0''' &= 0, \end{aligned} \quad (4)$$

где

$$A_1 = \cos k - \frac{C_4}{C_2} - \frac{\sin k}{k}, \quad A_2 = \frac{\sin k}{k} - \frac{1 - \cos k}{k},$$

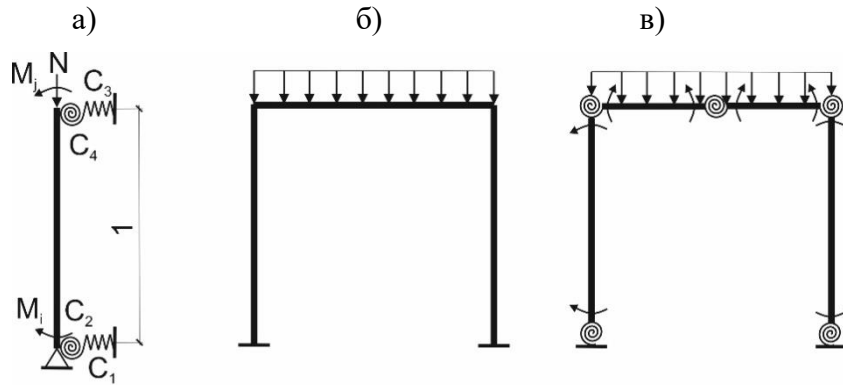


Рисунок 1 – Расчетная схема: стержневого внецентренно сжатого элемента (а), фрагмента железобетонного каркаса в недеформированном состоянии (б), то же в деформированном состоянии с учетом возможной деградации узловых соединений несущих элементов (в)

Приравнявая нулю определитель, составленный из коэффициентов при неизвестных системы уравнений (4), найдем параметр критической силы k для сжатого стержневого элемента при произвольных значениях параметров C_i, C_j .

$$A_3 = \frac{C_1 C_3 - k^2 C_3}{C_1 C_2} + C_3 \frac{1 - \cos k}{k^2} - \frac{k^2}{C_2} - 2k \sin k,$$

$$A_4 = \frac{C_3}{C_1} + C_3 \left(\frac{1}{k^2} - \frac{\sin k}{k^3} \right) - k(1 - \cos k) - \cos k.$$

Предельное значение относительного прогиба $\bar{w}_{ult} = [f/l]$ сжатого стержневого элемента найдем, полагая, что в особом предельном состоянии разрушение вызвано достижением в одном из сечений стержня предельного значения динамического изгибающего момента:

$$\bar{w}_0'' \left(\cos k\xi + \frac{A_1 \sin k\xi}{A_2} \right) = \frac{M_{ult}^d}{B_{red}},$$

где

$$M_{ult}^d = \varphi_{Ri} M_{b,ult}^{st} + \varphi_s M_{sc,ult}^{st}.$$

В представленных выше выражениях $M_{b,ult}^{st}, \varphi_{Ri}$ – соответственно предельный статический изгибающий момент и коэффициент динамического упрочнения для бетона, $M_{sc,ult}^{st}, \varphi_s$ – то же для арматуры.

Координату ξ сечения с предельным динамическим изгибающим моментом M_{ult}^d найдем, сопоставляя соотношения кривизн \bar{w}''/\bar{w}_0'' для концевых сечений и сечений, в которых функция прогибов достигает экстремума ($\bar{w}' = 0$).

Моделирование изменения деформационных характеристик силового сопротивления железобетона, определяющих приведенную изгибную жесткость сечений внецентренно сжатого стержневого элемента несущей системы при его динамическом догружении выполним на основе теории пластичности Г.А. Гениева [19], следуя которой динамический касательный модуль при статико-динамическом деформировании может быть записан в следующем виде:

$$E_{t,d}(y) = \frac{E_{t,1}}{(1 - e^{-\omega t})}, \quad \omega = \frac{E_{sec,0}}{K},$$

где $E_{t,1} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_0 - 2H_1\varepsilon$ – касательный модуль для деформированного состояния, предшествующего динамическому догружению, и условно принимаемого статическим;

$\varepsilon = \varepsilon_t + \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_t}{h} \left(y + \frac{h}{2} \right)$ - фибровая деформация в произвольной точке приведенного сечения;

$\varepsilon_c, \varepsilon_t$ - деформации наиболее сжатых и наименее сжатых (либо растянутых) волокон, определяемые расчетом на основе нелинейной деформационной модели (рисунок 2) с учетом геометрической нелинейности стержневого элемента;

$E_{sec,0}$ - секущий модуль упругости для стадии нормальной эксплуатации;

K - модуль вязкого сопротивления элемента;

t - время динамического догружения несущих элементов конструктивной системы при ее внезапной структурной перестройке. При использовании квазистатического подхода к расчету конструктивной системы в первом приближении, следуя [20], время может принято равным четверти периода собственных колебаний системы "n-1" (без удаляемого несущего элемента), в которой нагрузки заменены массами, в том числе усилие в отбрасываемом элементе.

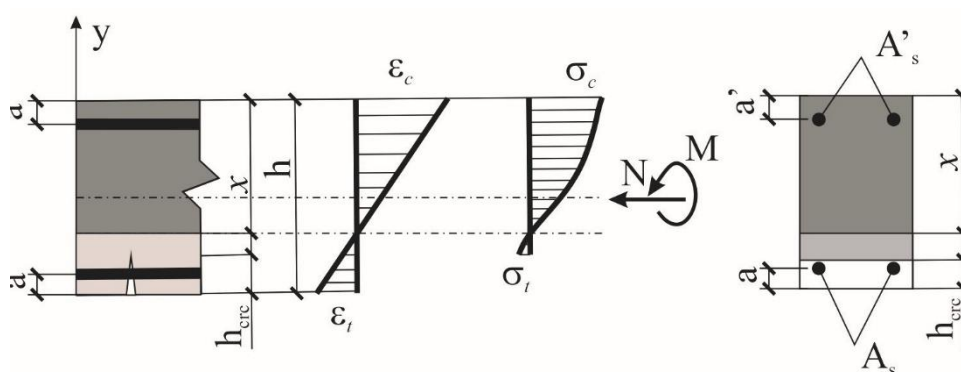


Рисунок 2 - Схема к определению параметров напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатого железобетонного элемента

Следует заметить, что при выполнении расчетов с учетом физической и геометрической нелинейности шагово-итерационным методом в ряде программных комплексов по расчету строительных конструкций в качестве параметра, характеризующего деформативность железобетона, применяется касательный модуль, соответствующий деформации $\varepsilon = (\varepsilon_n + \varepsilon_{n-1})/2$, где $\varepsilon_n, \varepsilon_{n-1}$ - соответственно деформации по последнему и предпоследнему шагу расчета [21]. Использование данного значения модуля деформаций при анализе устойчивости будет давать завышенные значения критических сил при малом числе шагов расчета. На основании анализа диаграмм состояния сжатого бетона различных классов по прочности можно также заключить, что при использовании в расчетах жесткостей, вычисленных методом переменных параметров упругости (МППУ), оперирующим секущим модулем деформаций, расхождение будет расти по мере увеличения класса бетона по прочности. Поэтому при расчете устойчивости деформированного состояния стержневого элемента будем использовать касательный модуль деформаций для конечного деформированного состояния системы, что в большей степени соответствует специфике задачи о потере устойчивости. В этом случае приведенные жесткости сечений являются функциями от деформации краевых фибр, которые могут быть найдены с использованием шагового метода или МППУ.

В статье [22] были приведены выражения для жесткостей приведенных сечений внецентренно сжатого стержневого элемента с трещиной в растянутой зоне. В данной работе ограничимся тем, что приведем выражения для частного случая, когда сечение прямоугольное, а продольная сила приложена в пределах ядра сечения:

$$B_{M,red,\theta} = B_{M,red,\theta1} - B_{N,red,\theta} \cdot a_{\theta}^2,$$

где

$$\begin{aligned} B_{M,red,\theta} &= E_0 I_{red,\theta}, & B_{M,red,\theta1} &= E_0 I_{red,\theta1}, & B_{N,red,\theta} &= E_0 A_{red,\theta}, \\ I_{red,\theta1} &= \frac{E_s}{E_0} \cdot A_s \cdot a^2 + \frac{E_s}{E_0} \cdot A'_s \cdot (h - a')^2 + \\ &+ b \cdot \int_0^h \left(1 - \frac{\varepsilon}{\hat{\varepsilon}_b}\right) \cdot y^2 dy = \frac{E_s}{E_0} (A_s \cdot a^2 + A'_s \cdot (h - a')^2) + \\ &+ \frac{bh^3}{3} \left(1 - \frac{\varepsilon_t}{\hat{\varepsilon}_b} - \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_t}{12\hat{\varepsilon}_b}\right), \\ a_{\theta} &= \frac{S_{red,\theta}}{A_{red,\theta}}, \\ S_{red,\theta} &= \frac{E_s}{E_0} \cdot (A_s \cdot a + A'_s \cdot (h - a')) + \\ &+ b \cdot \int_0^h \left(1 - \frac{\varepsilon}{\hat{\varepsilon}_b}\right) y dy = \frac{E_s}{E_0} \cdot (A_s \cdot a + A'_s \cdot (h - a')) + \\ &+ \frac{bh^2}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_t}{\hat{\varepsilon}_b} - \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_t}{6\hat{\varepsilon}_b}\right), \\ A_{red,\theta} &= b \cdot \int_0^h \left(1 - \frac{\varepsilon}{\hat{\varepsilon}_b}\right) dy + A_{s,tot} \frac{E_s}{E_0} = bh \left(1 - \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_t}{2\hat{\varepsilon}_b}\right) + A_{s,tot} \frac{E_s}{E_0}. \end{aligned}$$

Здесь $I_{red,\theta}$ – момент инерции приведенного по касательному модулю поперечного сечения относительно собственного центра тяжести;

$I_{red,\theta1}$ – момент инерции приведенного по касательному модулю поперечного сечения относительно центра тяжести недеформированного поперечного сечения;

$A_{red,\theta}$ – площадь приведенного по касательному модулю поперечного сечения;

$S_{red,\theta}$ – статический момент приведенного по касательному модулю поперечного сечения;

a_{θ} – координата центра тяжести приведенного по касательному модулю сечения, отсчитываемая от оси, относительно которой определен $S_{red,\theta}$;

x – высота сжатой зоны;

b, h – ширина и высота поперечного сечения соответственно;

$A_s; A'_s$ – площадь сжатой и растянутой (наименее сжатой) арматуры соответственно;

$E_s; E_0$ – модуль упругости стали и начальный модуль упругости бетона соответственно;

$\hat{\varepsilon}_b$ – деформации сжатого бетона, соответствующие нормативному сопротивлению по сжатию бетона.

Применительно ко всему каркасу здания процесс деформирования может сопровождаться частичной разгрузкой рассматриваемого сжатого стержня вследствие перераспределения усилий конструкциями перекрытий и покрытия на другие вертикальные несущие конструкции. Для учета данного эффекта следует рассматривать не отдельный стержень, а всю несущую систему с учетом податливости узловых сопряжений, а также возможности образования по длине конструктивных элементов в процессе их догружения участков, обладающих повышенной деформативностью вследствие трещинообразования. Такое дискретное изменение жесткости может быть смоделировано путем введения в систему элементов нулевой длины с жесткостями C_i, C_j и приложением высвободившихся усилий с обратным знаком [23] (рисунок 1, в).

Результаты и их анализ

Для иллюстрации представленной в работе методики построения деформационных критериев особого предельного состояния внецентренно сжатых железобетонных элементов рассмотрим раскос железобетонной фермы, изображенный на рисунке 3, и выполним оценку его несущей способности при граничном значении соотношения изгибающего момента и продольного усилия с использованием программного комплекса Liga-CAD. Выполним расчет стержня, представленного на рисунке 3, на действие комбинации усилий при кратковременном нагружении: N_1, M_1 при $M_1/N_1 = 5$ мм и N_2, M_2 при $M_2/N_2 = 58$ мм – случай малых и больших эксцентриситетов соответственно, и установим характер изменения критической силы и прогибов в процессе деформирования. При этом будем учитывать требование п. В.9 [24], согласно которому запас по устойчивости формы должен быть не менее двукратного.

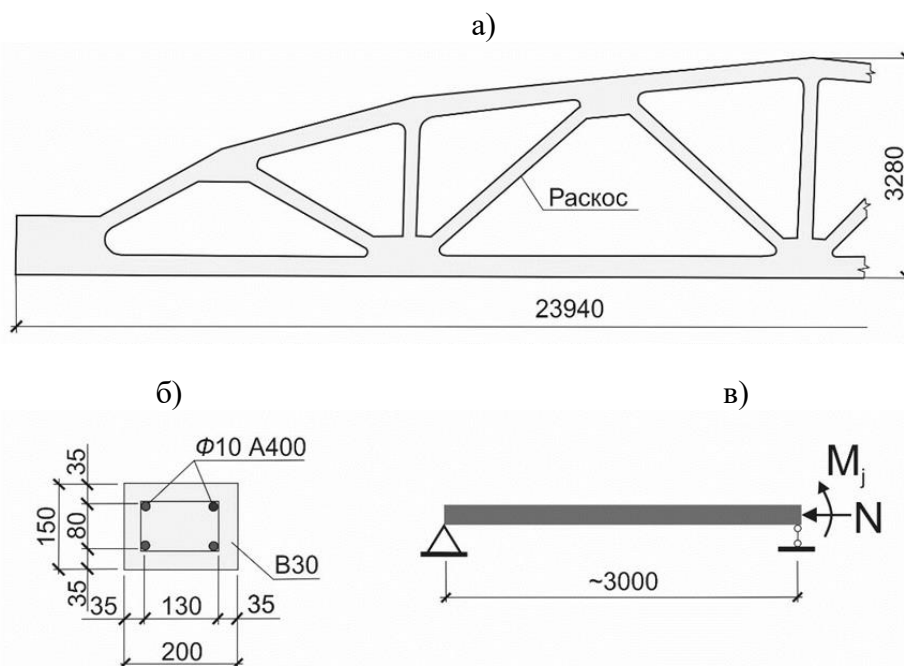


Рисунок 3 – К определению деформационных критериев: раскосная железобетонная ферма (а), поперечное сечение рассматриваемого стержневого элемента (б) и его расчетная схема (в)

Анализ графиков, представленных на рисунках 4 и 5 показывает, что для внецентренно сжатых железобетонных элементов с малыми эксцентриситетами относительный предельный прогиб $[f/l]$ при достижении критического состояния (коэффициент запаса по устойчивости формы менее 2) оказался меньше, чем предельный прогиб из условия прочности нормальных сечений, полученный на основе расчета по нелинейной деформационной модели. Учитывая тот факт, что при проверке критериев особого предельного состояния максимально учитываются все возможные резервы несущей способности, которые при расчете на эксплуатационные сочетания нагрузок идут в запас прочности, а также отсутствии исчерпывающих данных о параметрах особых воздействий и режимах деформирования элементов конструктивных систем при таких воздействиях, целесообразно при проектировании защиты от прогрессирующего обрушения использовать наименьшее из значений полученных предельных усилий и деформаций. Для стержневого элемента, подверженного действию продольной силы, приложенной с большими эксцентриситетами (преобладание изгиба), предельные параметры усилий и деформаций определялись критериями прочности сечений (рисунок 5).

Результаты выполненного расчетного анализа представлены в виде деформированных состояний, форм потери устойчивости и графиков $N - f/l$ на рисунках 4 и 5.

С использованием представленного в работе подхода могут быть получены граничные значения соотношений M/N и гибкостей стержней, определяющие механизм сопротивления разрушению при внецентренном сжатии, а также деформационные критерии (прогибы, углы поворота, кривизны) особого предельного состояния таких элементов.

При этом варианты граничных условий могут быть обобщены путем задания конечных значений упругоподатливых опор от горизонтального смещения и поворота на обоих концах стержня.

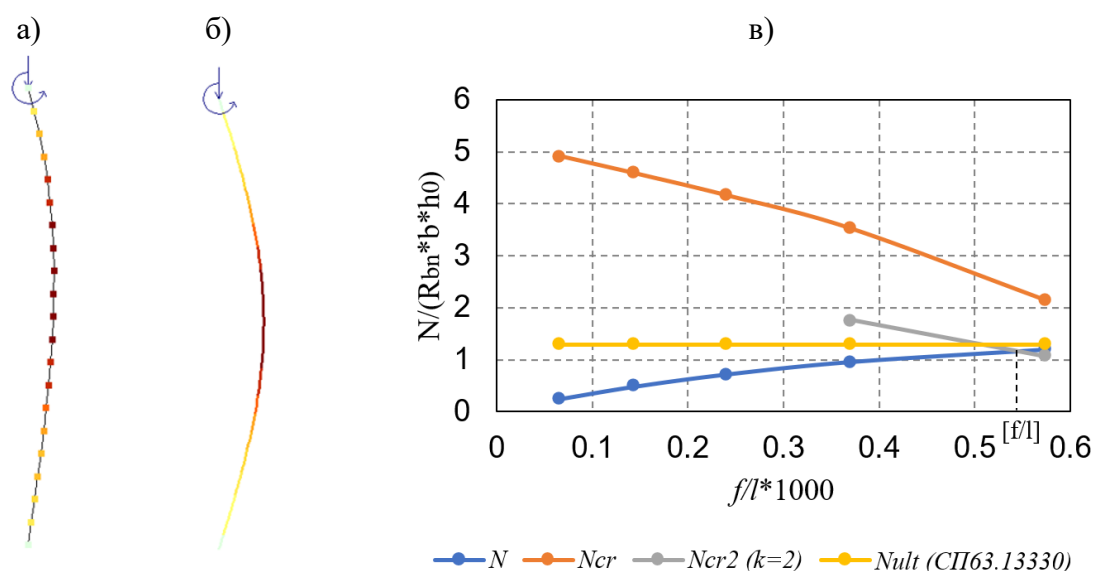


Рисунок 4 - Деформированное состояние стержня (а), форма потери устойчивости при запасе по устойчивости (б), график $N - f$ (в) для случая малых эксцентриситетов: 1 – деформационный расчет; 2 – критические силы; 3 – критические силы с учетом требования норм к не менее, чем двукратному запасу по устойчивости формы

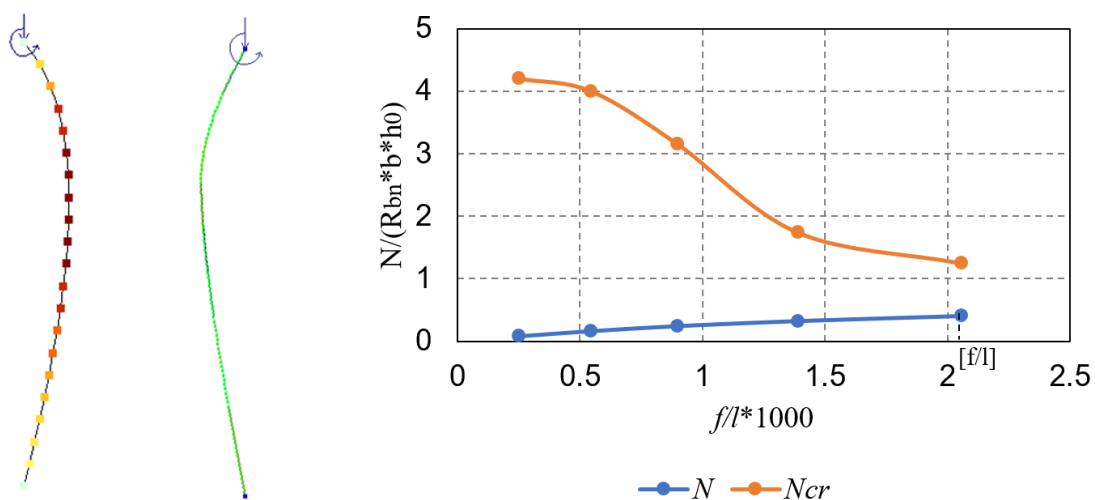


Рисунок 5 - Деформированное состояние стержня (а), форма потери устойчивости (б), график $N - f$ (в) для случая больших эксцентриситетов: 1 – деформационный расчет; 2 – критические силы

Выводы

В работе получены аналитические зависимости для определения жесткостей приведенных сечений железобетонных стержневых элементов, сжатых с малыми эксцентриситетами, когда все точки сечения подвержены сжатию.

Предложен алгоритм построения деформационных критериев особого предельного состояния внецентренно сжатых стержневых элементов железобетонных каркасов зданий, основанный на использовании комбинации нелинейного деформационного расчета и нелинейного расчета на устойчивость формы.

Показано, что предельные значения деформаций для рассмотренного железобетонного элемента могут определяться критериями прочности или устойчивости в зависимости от соотношения размеров и структуры сечений элементов конструктивной системы, а также соотношения усилий, действующих в сечениях конструктивного элемента.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Wang H., Zhang A., Li Y., Yan W. A Review on Progressive Collapse of Building Structures // *The Open Civil Engineering Journal*. 2014. 8 (1). Pp. 183–192. doi:10.2174/1874149501408010183
2. Qiao H., Yang Y., Zhang J. Progressive Collapse Analysis of Multistory Moment Frames with Varying Mechanisms // *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2018. 32 (4). Pp. 04018043. doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001192
3. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // *Engineering Structures*. 2018. 173 (March). Pp. 122–149. doi:10.1016/j.engstruct.2018.06.082
4. Kabantsev O, Mitrovic B. Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse // *MATEC Web of Conferences* 2018. 251. 02047
5. Sasani M, Sagirolglu S. Progressive collapse resistance of Hotel San Diego // *J Struct Eng* 2008. 134(3). Pp. 478–88.
6. Sasani M. Response of a reinforced concrete infilled-frame structure to removal of two adjacent columns. *Eng Struct* 200. 30. Pp. 2478–91.
7. Sasani M, Sagirolglu S. Gravity load redistribution and progressive collapse resistance of 20-story reinforced concrete structure following loss of interior column. *ACI Struct J* 2010;107(6):636–44.
8. Nataliya Fedorova, Vitaliy Kolchunov, Vu Ngoc Tuyen, Phan Dinh Quoc, Mihail Medyankin The dynamic effect in a structural adjustment of reinforced concrete structural system // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2020. 869. 052078. doi:10.1088/1757-899X/869/5/052078
9. Fedorova N.V., Vu N T Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // *J. Phys.: Conf. Ser.* 2019. 1425. 012033
10. Демьянов А.И., Алькади С.А. Экспериментально-теоретические исследования статико-динамического деформирования пространственной железобетонной рамы со сложнапряженными ригелями сплошного и составного сечения // *Промышленное и гражданское строительство*. 2018. № 6. С. 68-75.
11. Tamrazyan A., Avetisyan L. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. 365. Pp. 052034.
12. Tamrazyan A.G., Fedorov V.S., Kharun M. The effect of increased deformability of columns on the resistance to progressive collapse of buildings // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2019. 675. 012004. doi:10.1088/1757-899X/675/1/012004
13. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability // *Magazine of Civil Engineering*. 2018. 80. Pp. 73-80
14. Fedorova N., Savin S., Kovalev V. Buckling of Compressed-Bent RC Elements of Frame-Bracing Structural System at “Unknown” Accidental Impacts // *E3S Web of Conferences*. 2019. 97. pp. 04035. doi:10.1051/e3sconf/20199704035
15. Колчунов В.И., Прасолов Н.О., Кожаринова Л.В. Экспериментально - теоретические исследования живучести железобетонных рам при потере устойчивости отдельного элемента // *Вестник МГСУ*. 2011. 3–2. С. 109.
16. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н. Особое предельное состояние железобетонных конструкций и его нормирование // *Промышленное и гражданское строительство*. 2020. № 5. С. 4-9.
17. СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования» (с изм. №1). М.: Минстрой России, 2020.

18. Гордон В.А., Колчунов В.И. К расчету на устойчивость эволюционно поврежденного железобетонного элемента с «деградирующими» условиями опирания // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2006. №4. С. 33-38.
19. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. Москва: Стройиздат, 1974. 316 с.
20. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Клюева Н.В. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях: монография. М.: Издательство АСВ, 2005. 215 с.
21. Водопьянов Р.Ю. Применение системы «Инженерная нелинейность 2» ПК ЛИРА-САПР для расчета панельных зданий совместно с конструкциями каркаса нижних нежилых этажей // *Жилищное строительство*. 2019. №3. С. 22-28.
22. Fedorova N.V., Savin S.Y., Kolchunov V.I. Affecting of the Long-Term Deformation to the Stability of RC Frame-Bracing Structural Systems under Special Accidental Impacts // *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2020. T. 753. C. 032005.
23. Kolchunov V., Androsova N., Savin S. Cross section structure influence to deformation of construction at accidental impacts // *MATEC Web Conf.* 2018. T. 251. C. 02029.
24. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003 (с Изменением N 1). М.: Минстрой России, 2019.

REFERENCES

1. Wang H., Zhang A., Li Y., Yan W. A Review on Progressive Collapse of Building Structures // *The Open Civil Engineering Journal*. 2014. 8 (1). Pp. 183–192. doi:10.2174/1874149501408010183
2. Qiao H., Yang Y., Zhang J. Progressive Collapse Analysis of Multistory Moment Frames with Varying Mechanisms // *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2018. 32 (4). Pp. 04018043. doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001192
3. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // *Engineering Structures*. 2018. 173 (March). Pp. 122–149. doi:10.1016/j.engstruct.2018.06.082
4. Kabantsev O, Mitrovic B. Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse // *MATEC Web of Conferences* 2018. 251. 02047
5. Sasani M, Sagiroglu S. Progressive collapse resistance of Hotel San Diego // *J Struct Eng* 2008. 134(3). Pp. 478–88.
6. Sasani M. Response of a reinforced concrete infilled-frame structure to removal of two adjacent columns. *Eng Struct* 200. 30. Pp. 2478–91.
7. Sasani M, Sagiroglu S. Gravity load redistribution and progressive collapse resistance of 20-story reinforced concrete structure following loss of interior column. *ACI Struct J* 2010;107(6):636–44.
8. Nataliya Fedorova, Vitaliy Kolchunov, Vu Ngoc Tuyen, Phan Dinh Quoc, Mihail Medyankin The dynamic effect in a structural adjustment of reinforced concrete structural system // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2020. 869. 052078. doi:10.1088/1757-899X/869/5/052078
9. Fedorova N.V., Vu N T Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // *J. Phys.: Conf. Ser.* 2019. 1425. 012033
10. Dem'yanov A.I., Al'kadi S.A. Eksperimental'no-teoreticheskiye issledovaniya statiko-dinamicheskogo deformirovaniya prostranstvennoy zhelezobetonnoy ramy so slozhnonapryazhennymi rigelyami sploshnogo i sostavnogo secheniya [Experimental and theoretical studies of static-dynamic deformation of a spatial reinforced concrete frame with complexly stressed beams of solid and composite section] // *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2018. No 6. Pp. 68-75.
11. Tamrazyan A., Avetisyan L. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. 365. Pp. 052034.
12. Tamrazyan A.G., Fedorov V.S., Kharun M. The effect of increased deformability of columns on the resistance to progressive collapse of buildings // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2019. 675. 012004. doi:10.1088/1757-899X/675/1/012004
13. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability // *Magazine of Civil Engineering*. 2018. 80. Pp. 73-80
14. Fedorova N., Savin S., Kovalev V. Buckling of Compressed-Bent RC Elements of Frame-Bracing Structural System at “Unknown” Accidental Impacts // *E3S Web of Conferences*. 2019. 97. pp. 04035. doi:10.1051/e3sconf/20199704035
15. Kolchunov V I, Prasolov N O, Kozharinova L V Experimental and theoretical research on survivability of reinforced concrete frames in the moment of individual element buckling // *Vestn. MGSU*. 2011. 3–2. Pp. 109

16. Trekin N.N., Kodysh E.N. Osoboye predel'noye sostoyaniye zhelezobetonnykh konstruktsey i yego normirovaniye [Special limiting state of reinforced concrete structures and its regulation] // *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2020. No 5. Pp. 4-9.
17. Russian Building Code SP 385.1325800.2018 «Zashchita zdaniy i sooruzheniy ot progressiruyushchego obrusheniya. Pravila proyektirovaniya» [Protection of buildings and structures from progressive collapse. Design rules] (with changes No 1).
18. Gordon V.A., Kolchunov V.I. K raschetu na ustoychivost' evolyutsionno povrezhdennogo zhelezobetonного elementa s «degradiruyushchimi» usloviyami opiraniya [To the calculation of the stability of an evolutionarily damaged reinforced concrete element with “degrading” support conditions]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2006. No 4. Pp. 33-38.
19. Geniyev G.A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. Teoriya plastichnosti betona i zhelezobetona [The theory of plasticity of concrete and reinforced concrete]. Moscow: Stroyizdat, 1974. 316 p.
20. Geniyev G.A., Kolchunov V.I., Klyuyeva N.V. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstruktsey pri zaproyektnykh vozdeystviyakh: monografiya [Strength and deformability of reinforced concrete structures under beyond design basis impacts: monograph]. Moscow: Izdatel'stvo ASV, 2005. 215 p.
21. Vodop'yanov R.Yu. Primeneniye sistemy “Inzhenernaya nelineynost' 2” PK LIRA-SAPR dlya rascheta panel'nykh zdaniy sovmestno s konstruktseyami karkasa nizhnikh nezhilykh etazhey [Application of the system “Engineering nonlinearity 2” PK LIRA-SAPR for the calculation of panel buildings together with the frame structures of the lower non-residential floors] // *Zhilishchnoye stroitel'stvo*. 2019. No 3. Pp. 22-28.
22. Fedorova N.V, Savin S.Y., Kolchunov V.I. Affecting of the Long-Term Deformation to the Stability of RC Frame-Bracing Structural Systems under Special Accidental Impacts // *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2020. T. 753. C. 032005.
23. Kolchunov V., Androsova N., Savin S. Cross section structure influence to deformation of construction at accidental impacts // *MATEC Web Conf.* 2018. T. 251. C. 02029.
24. Russian Building Code SP 63.13330.2018 Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. M.: Ministry of Construction of Russia, 2019.

Информация об авторе:

Савин Сергей Юрьевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: savinsyu@mgsu.ru

Information about author:

Savin Sergey Yu.

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: savinsyu@mgsu.ru