

Н.В. ФЕДОРОВА¹, В.И. КОЛЧУНОВ², О.Б. БУШОВА²¹Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия²Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет" (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия

РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ ПРИ РАЗРУШЕНИИ РИГЕЛЕЙ ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ

Аннотация. На энергетической основе, решена задача расчета нелинейного деформирования конструкций железобетонных многоэтажных рам при разрушении ригелей по наклонному сечению от особых воздействий, вызванных структурной перестройкой конструктивной системы. Получены аналитические зависимости для определения параметров диаграммы «момент-кривизна» и «поперечная сила-сдвиг» при статико-динамическом режиме нагружения рассматриваемых конструкций. Определена предельная нагрузка, при которой в рассматриваемой конструктивной системе рамы после приложения особого воздействия в виде внезапного удаления одной из колонн достигается особое предельное состояние с разрушением ригелей по наклонным сечениям. Полученная расчетная схема разрушения ригелей рассматриваемых конструкций рам вызванных совместным действием изгибающих моментов и поперечных сил, сопоставлена со схемой разрушения, полученной экспериментально.

Ключевые слова: железобетон, энергетический метод, поперечная сила, наклонное сечение, деформирование, особое воздействие.

N.V. FEDOROVA¹, V.I. KOLCHUNOV², O.B. BUSHOVA²¹Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia²National Research Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia

CALCULATION OF PARAMETERS OF DEFORMATION OF REINFORCED CONCRETE FRAMES DURING THE DESTRUCTION OF CROSSBARS ALONG AN INCLINED SECTION

Abstract. On an energy basis, the problem of calculating the nonlinear deformation of structures of reinforced concrete multi-storey frames during the destruction of crossbars along an inclined section from special influences caused by structural restructuring of the structural system is solved. Analytical dependences are obtained for determining the parameters of the "moment-curvature" and "transverse force-shear" diagrams in the static-dynamic loading mode of the structures under consideration. The limiting load is determined at which, in the considered structural system of the ring, after applying a special effect in the form of a sudden removal of one of the columns, a special limiting state is achieved with the destruction of crossbars along inclined sections. The obtained design scheme of the destruction of the crossbars of the frame structures under consideration caused by the combined action of bending moments and transverse forces is compared with the destruction scheme obtained experimentally.

Keywords: reinforced concrete, energy method, transverse force, inclined section, deformation, special impact.

Введение

Природные, техногенные и террористические события, происходящие в мире, подтверждают увеличивающиеся воздействия на здания и сооружения и увеличивающуюся опасность возникновения их прогрессирующего обрушения при таких воздействиях.

© Федорова Н.В., Колчунов В.И., Бушова О.Б., 2023

Поэтому проблема защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения находит все более широкое обсуждение в научных публикациях российских и зарубежных авторов. В частности, разработка способов защиты конструкций зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения при особых воздействиях обсуждалась в отечественных [1-6] и зарубежных [7-11] публикациях, однако, эти способы защиты были предложены на основе результатов исследований рамно-стержневых конструкций при их разрушении по нормальным сечениям. В то же время, в недавно проведенных экспериментальных исследованиях [12] показано, что применительно к железобетонным каркасам многоэтажных зданий разрушения по наклонным сечениям ригелей могут носить хрупкий динамический характер и, соответственно, стать более опасными. В работах [12, 13] предложена схема армирования приопорных зон ригелей железобетонной рамы, повышающая их силовое сопротивление при внезапных изменениях силовых потоков от особого воздействия. Однако вопросы, связанные с изучением физических явлений деформирования железобетонных рам каркасов зданий в предельном состоянии при особых аварийных воздействиях с разрушением по наклонным сечениям ригелей, для рассматриваемых конструктивных систем, остаются практически неизученными.

В соответствии с ГОСТ 27751-2014 Изменение №1 и требованиями СП 385.1325800.2018 с Изм.№1,2,3, расчет на прогрессирующее обрушение должен производиться на особое сочетание нагрузок для всех зданий и сооружений класса КС-3 и для многоэтажных зданий класса КС-2 с массовым пребыванием людей. Детализация этих требований в действующих нормативных документах из-за ограниченного объема, проведенных в России и за рубежом, теоретических и экспериментальных исследований не достаточна. В публикациях последних лет отмечается противоречивый характер объяснений ряда принципиальных положений, описывающих деформирования и разрушения железобетонных конструктивных систем зданий и сооружений в предельных состояниях при особых аварийных воздействиях на основе метода предельных состояний. Это подтверждают и экспериментальные исследования деформирования и разрушения железобетонных конструкций, проведенные в последние годы на моделях и натурных конструкциях, например, [3, 5, 16, 17]. Установлено [14, 15], что динамические догружения железобетонных элементов каркасов многоэтажных зданий зависит не только от значений особых воздействий в аварийных расчетных ситуациях, но и от топологии конструктивной системы, структуры сечения и армирования элементов конструкций, степени статической неопределимости, положения зоны и времени возможного начального локального разрушений, напряженного состояния рассчитываемого элемента и других факторов. Все эти положения требуют детализации и углубленных теоретических и экспериментальных исследований применительно к различным видам напряженного состояния и различным типам конструктивных систем. В этой связи в рассматриваемой статье приведены результаты экспериментально-теоретических исследований параметров деформирования железобетонных рамных систем в предельном состоянии при разрушении ригелей по наклонному сечению от действия эксплуатационной нагрузки и особого воздействия в виде внезапного удаления одного из конструктивных элементов.

Метод

В качестве объекта исследований рассмотрена железобетонная рама фрагмента каркаса многоэтажного здания (рисунок 1). Армирование ригелей рамы принято симметричным: продольными стержнями из арматуры класса А500С и поперечной арматуры в виде наклонных стержней из арматурной проволоки, расположенных по предложению [12] в двух взаимно ортогональных направлениях в приопорных зонах ригелей. К ригелям рамы, на расстояниях a от опор, приложена эксплуатационная нагрузка в виде сосредоточенных сил P_i (рисунок 1 б, в). Особое воздействие на раму принято в виде внезапного удаления одной из стоек первого этажа рамы. При таком приложении нагрузки, в сечениях приопорной зоны ригелей рамы возникают изгибающие моменты (M) и поперечная сила (Q). На картину напряженно-деформированного состояния, и, соответственно, на картину

разрушения конструктивной системы при рассматриваемом особом воздействии, в виде внезапного удаления одной из колонн, влияет внезапные изменения структуры конструкции [6, 9]. Другими словами, при выключении связи в конструктивной системе изменяется степень статической неопределимости и, соответственно, перераспределяются силовые потоки между конструктивными элементами. Для восприятия изменяющихся усилий в ригеле принят вариант симметричного армирования: продольная стержневая арматура в двух уровнях и поперечное армирование в виде наклонных стержней, расположенных в приопорных зонах ригелей в двух взаимно ортогональных направлениях. При рассматриваемом особом воздействии в виде внезапного удаления из конструкции рамы одного из конструктивных элементов, например колонны первого этажа, в оставшихся нагруженных элементах конструкции возникнут динамические догрузки и соответственно приращения внутренних усилий в элементах рамы. Диаграммы статико-динамического деформирования «изгибающий момент - кривизна» и «поперечная сила-перемещение» представим по предложению [19] в виде билинейных зависимостей (рисунок 2 а и б).

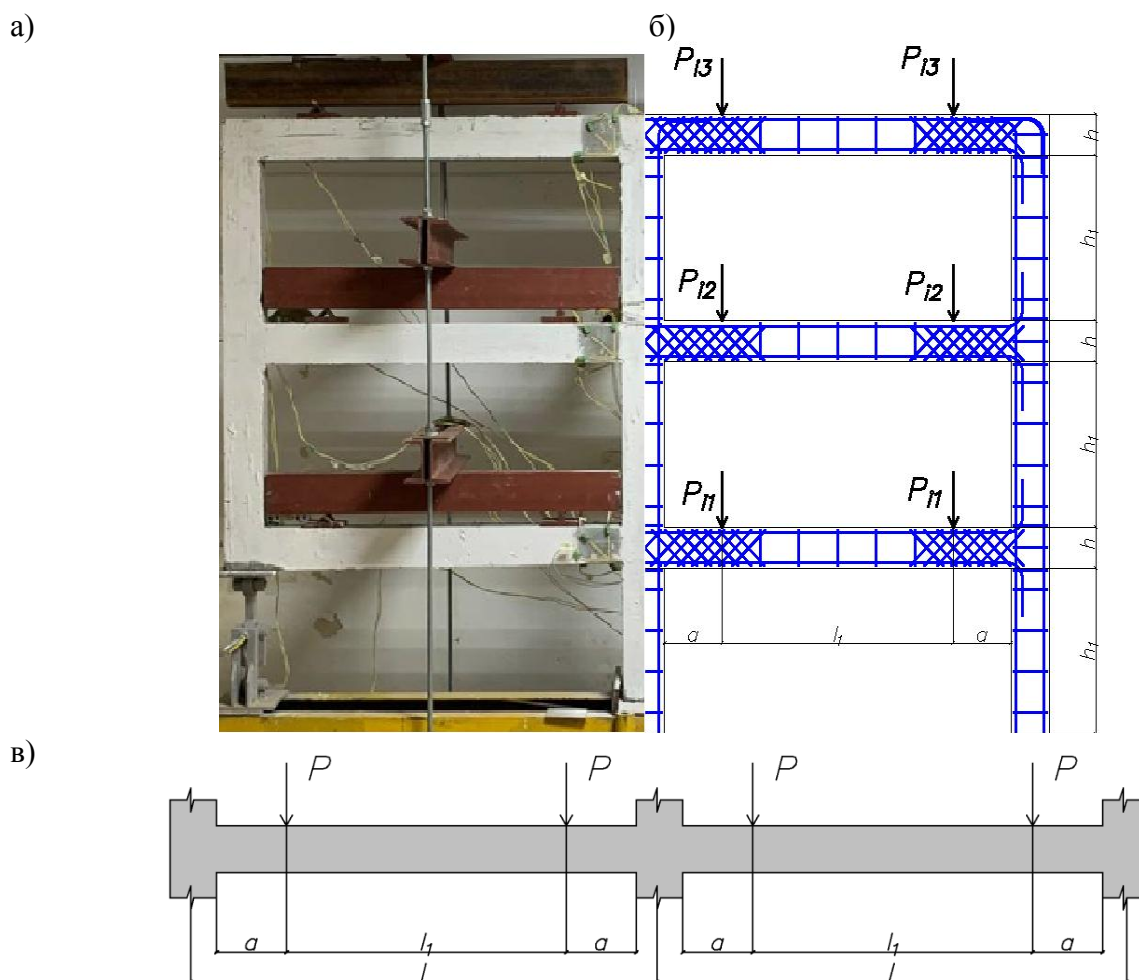


Рисунок 1 – Исследуемая железобетонная рама и схема приложения нагрузок:
а – общий вид конструкций, б - схема армирования; в – схема нагружения

Используя энергетический подход [12] и диаграммный метод в варианте предложенном в [3, 5, 16], определим энергетические соотношения для параметров диаграммы при рассматриваемом режиме двухэтапного нагружения конструкции рамы. Будем полагать, что при эксплуатационной нагрузке в исходной n -раз статически неопределимой системе, на первом этапе нагружения рамы статической нагрузкой в наиболее напряженном приопорном сечении ригеля образуются наклонные трещины, т.е. выполняются критерии трещиностойкости $M > M_{сгс}$. или $Q > Q_{сгс}$. Если бы приложение

особого воздействия на втором этапе нагружения носило статический характер, изменение статической неопределённости рамы на единицу, в этом же сечении произошло бы приращение изгибающего момента M и поперечной силы Q до значений M_{n-1}^c и Q_{n-1}^c . Если же приложение особого воздействия на втором этапе нагружения носило динамический характер, рамы происходит динамически в виде удара, то приращение изгибающего момента M и поперечной силы Q произошло бы до значений M_{n-1}^d и Q_{n-1}^d .

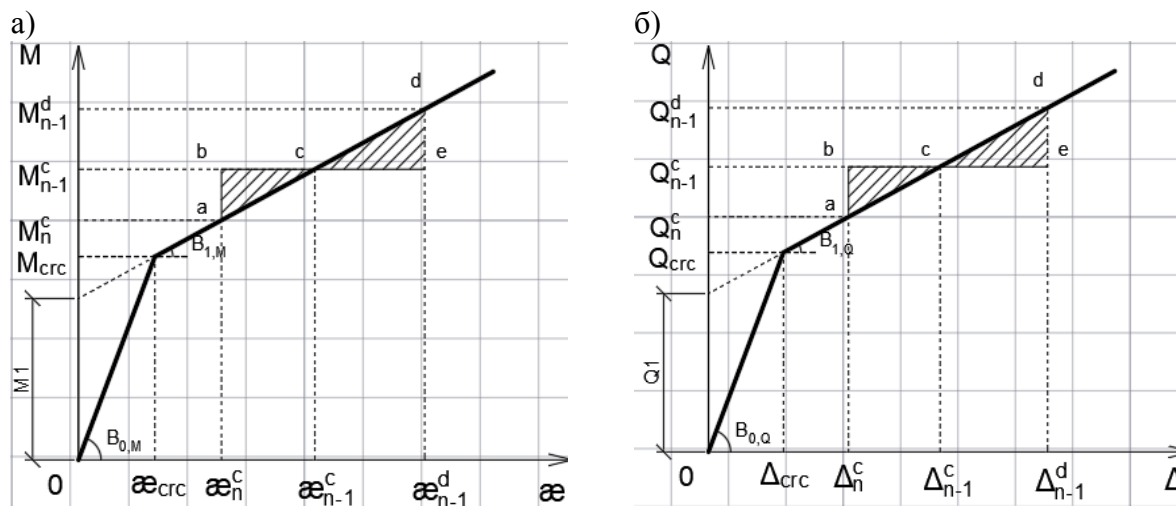


Рисунок 2 – Диаграммы «момент-кривизна» (а), «поперечная сила-сдвиг» (б) для описания деформирования сечений приопорных зон рассматриваемого элемента

Максимальных значений эти моменты от рассматриваемого ударного догружения будут достигать на первой полуволне колебаний конструкции рамы.

Для количественной оценки исследуемого динамического эффекта в соответствии с [17, 18] общий вид диаграмм статико-динамического деформирования «момент-кривизна» ($M - \varepsilon$) и поперечная сила-сдвиг ($Q - \Delta$) принимаем двух линейными (рисунок 2). Примем также гипотезу о простом нагружении железобетонного элемента и при этом будем полагать что диаграммы « $M - \varepsilon$ » и « $Q - \Delta$ » аффинно подобны.

Следуя энергетическому подходу, предложенному в работе [16, 17], воспользуемся принципом сохранения полной удельной энергии деформации. Величину удельной работы внутренних сил изгибающего момента и поперечной силы определим из выражений (1):

$$\begin{cases} \Phi(\varepsilon) = \int_0^{\varepsilon} M(\varepsilon) d\varepsilon \\ \Phi(\Delta) = \int_0^{\Delta} Q(\Delta) d\Delta \end{cases} \quad (1)$$

Условие постоянства полной удельной энергии приводит к равенству на графике « $M - \varepsilon$ » и « $Q - \Delta$ » площади прямоугольников $\varepsilon_n^c, b, e, \varepsilon_{n-1}^d; \Delta_n^c, b, e, \Delta_{n-1}^d$; площадям трапеций $\varepsilon_n^c, a, d, \varepsilon_{n-1}^d; \Delta_n^c, a, d, \Delta_{n-1}^d$ (рисунок 2 а, б):

$$\begin{cases} \Phi(\varepsilon_{n-1}^d) - \Phi(\varepsilon_n^c) = M_{n-1}^c(\varepsilon_{n-1}^d - \varepsilon_n^c) \\ \Phi(\Delta_{n-1}^d) - \Phi(\Delta_n^c) = Q_{n-1}^c(\Delta_{n-1}^d - \Delta_n^c) \end{cases} \quad (2)$$

Если для рассматриваемого изгибаемого элемента на основе диаграмм рисунка 2 принять упрощенный вариант вычисления изгибной и сдвиговой жесткостей элемента без трещин и с трещинами [18, 19, 20], то при линейной диаграмме момент - кривизна $M = \varepsilon B_{0,M}$,

$\Phi(\varkappa) = \frac{B_{0.M}\varkappa^2}{2}$, где $B_{0.M} = E_b J_{b.red}$ - начальная жесткость сечения; $Q = \Delta B_{0.Q}$, $\Phi(\Delta) = \frac{B_{0.Q}\Delta^2}{2}$, где $B_{0.Q} = G_b A_{b.red}$ - начальная жесткость сечения.

Подставляя выражение (1) в формулу (2) и раскрывая подынтегральные выражения, получено:

$$\begin{aligned} \Phi(\varkappa_{n-1}^d) &= B_{0.M} \int_0^{\varkappa_{crc}} \varkappa d\varkappa + B_{1.M} \int_{\varkappa_{crc}}^{\varkappa_{n-1}^d} \varkappa d\varkappa = B_{0.M} \frac{(\varkappa_{crc})^2}{2} + B_{1.M} \frac{(\varkappa_{n-1}^d)^2}{2} - \\ &\quad B_{1.M} \frac{(\varkappa_{crc})^2}{2}; \end{aligned} \quad (3)$$

$$\Phi(\varkappa_n^c) = B_{0.M} \int_0^{\varkappa_{crc}} \varkappa d\varkappa + B_{1.M} \int_{\varkappa_{crc}}^{\varkappa_n^c} \varkappa d\varkappa = B_{0.M} \frac{(\varkappa_{crc})^2}{2} + B_{1.M} \frac{(\varkappa_n^c)^2}{2} - B_{1.M} \frac{(\varkappa_{crc})^2}{2};$$

$$\begin{aligned} \Phi(\Delta_{n-1}^d) &= B_{0.Q} \int_0^{\Delta_{crc}} \Delta d\Delta + B_{1.Q} \int_{\Delta_{crc}}^{\Delta_{n-1}^d} \Delta d\Delta = B_{0.Q} \frac{(\Delta_{crc})^2}{2} + B_{1.Q} \frac{(\Delta_{n-1}^d)^2}{2} - \\ &\quad B_{1.Q} \frac{(\Delta_{crc})^2}{2}; \end{aligned} \quad (4)$$

$$\Phi(\Delta_n^c) = B_{0.Q} \int_0^{\Delta_{crc}} \Delta d\Delta + B_{1.Q} \int_{\Delta_{crc}}^{\Delta_n^c} \Delta d\Delta = B_{0.Q} \frac{(\Delta_{crc})^2}{2} + B_{1.Q} \frac{(\Delta_n^c)^2}{2} - B_{1.Q} \frac{(\Delta_{crc})^2}{2}.$$

Жесткость сечения на изгиб $B_{1.M}$ и на сдвиг $B_{1.Q}$ определяется по формулам:

$$B_{1.M} = tg\alpha = \varphi_1 E_s A_s h_0^2; \quad (5)$$

$$B_{1.Q} = tg\alpha = \varphi_1 E_s A_s, \quad (6)$$

где $B_{1.M}, B_{1.Q}$ жесткость сечения после образования трещин.

В итоге для определения динамической кривизны и сдвига в приопорном сечении элемента при динамическом догружении получим следующую систему уравнений:

$$\begin{cases} B_{1.M} \left[\frac{(\varkappa_{n-1}^d)^2}{2} - \frac{(\varkappa_n^c)^2}{2} \right] = M_{n-1}^c (\varkappa_{n-1}^d - \varkappa_n^c) \\ B_{1.Q} \left[\frac{(\Delta_{n-1}^d)^2}{2} - \frac{(\Delta_n^c)^2}{2} \right] = Q_{n-1}^c (\Delta_{n-1}^d - \Delta_n^c) \end{cases} \quad (7)$$

или, раскрывая уравнение (6) в порядке убывания степеней при неизвестных $\varkappa_{n-1}^d$ и Δ_{n-1}^d :

$$\begin{cases} B_{1.M} \frac{(\varkappa_{n-1}^d)^2}{2} - B_{1.M} \frac{(\varkappa_n^c)^2}{2} - M_{n-1}^c \varkappa_{n-1}^d + M_{n-1}^c \varkappa_n^c = 0 \\ B_{1.Q} \frac{(\Delta_{n-1}^d)^2}{2} - B_{1.Q} \frac{(\Delta_n^c)^2}{2} - Q_{n-1}^c \Delta_{n-1}^d + Q_{n-1}^c \Delta_n^c = 0 \end{cases} \quad (8)$$

Решение системы уравнений (8) относительно кривизны и сдвига, приводит к следующим зависимостям для динамических кривизн $\varkappa_{n-1}^d$ и динамических сдвигов Δ_{n-1}^d в расчетном наклонном сечении:

$$\varkappa_{n-1}^d = \frac{M_{n-1}^c \pm \sqrt{(M_{n-1}^c)^2 + B_{1.M}^2 (\varkappa_n^c)^2 - 2B_{1.M} \varkappa_n^c M_{n-1}^c}}{B_{1.M}} \quad (9)$$

$$\Delta_{n-1}^d = \frac{Q_{n-1}^c \pm \sqrt{(Q_{n-1}^c)^2 + B_{1.Q}^2 (\Delta_n^c)^2 - 2B_{1.Q} \Delta_n^c Q_{n-1}^c}}{B_{1.Q}} \quad (10)$$

Значения M_1 определяется отрезком отсекаемым продолжением прямой $a-d$ на диаграмме « $M - \alpha$ » и Q_1 на диаграмме « $Q-\Delta$ » при статическом нагружении элемента используя зависимости [13]:

$$M_1 = \varphi_2 b h^2 R_{bt,ser} ; \quad (11)$$

$$Q_1 = \varphi_2 b h R_{bt,ser} . \quad (12)$$

Результаты

Выполним расчёт двухпролетной трехэтажной железобетонной рамы, физическая модель которой была испытана на заданную нагрузку, приложенную в приопорных зонах на особое воздействие. Конструкции рам выполнялись из бетона В30 сечением ригелей 50х100 мм. Продольное армирование ригелей рам было рассчитано по методике [11] и принято симметричным из стержней диаметром ф8А500С. Поперечное армирование рассчитано на совместное действие момента и поперечной силы по рассматриваемой методике и принято в виде наклонных стержней или перекрестных наклонных стержней диаметром ф2В500 шагом 35 мм (рисунок 3 б). Такое техническое решение позволило обеспечить восприятие изменяющихся в каркасе силовых потоков при особом воздействии, вызванном внезапным удалением одной из несущих колонн и, как следствие, обеспечить повышение сопротивляемости рамы прогрессирующему обрушению. Проектная нагрузка в виде сосредоточенных сил, приложенных к ригелям на расстоянии 150 мм от опор, принята 30 кН.

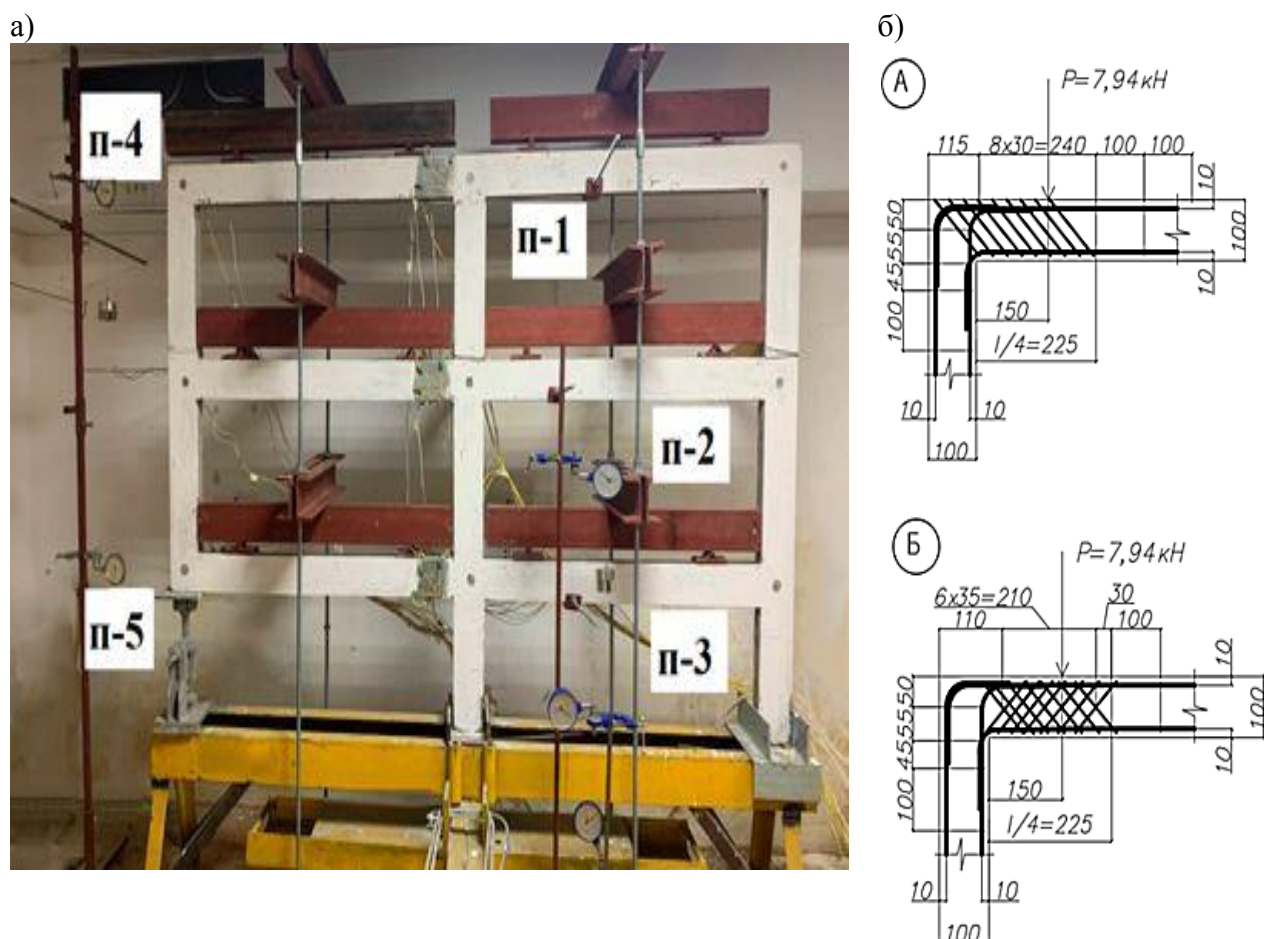


Рисунок 3 – Общий вид опытной конструкции рамы (а) и схемы поперечного армирования приопорных зон (б)

Была определена также предельная расчетная нагрузка P , при которой в рассматриваемом расчетном сечении после приложения особого воздействия достигается особое предельное. В результате вычислений с использованием приведенных расчетных зависимостей (8)-(10) получено для наиболее напряженного наклонного сечения ригеля рамы под первым этажом получены следующие параметры статико-динамических диаграмм « $M - \alpha$ » и « $Q - \Delta$ » (рисунок 4 а, б).

$$\begin{aligned} M_n^c &= 2.9 \text{ кН} \cdot \text{м}, M_{n-1}^c = 9 \text{ кН} \cdot \text{м}; \alpha_n^c = 0.07 \frac{1}{\text{м}}, \alpha_{n-1}^c = 0.22 \frac{1}{\text{м}}; \\ M_{n-1}^d &= 15 \text{ кН} \cdot \text{м}, \alpha_{n-1}^d = 0.37 \frac{1}{\text{м}}; \\ Q_{crc} &= 5.25 \text{ кН}, Q_n^c = 7 \text{ кН}, Q_{n-1}^c = 29 \text{ кН}; \\ \Delta_{crc} &= 0.8 \cdot 10^{-4}, \Delta_n^c = 1.9 \cdot 10^{-4}, \Delta_{n-1}^c = 7.9 \cdot 10^{-4}; \\ Q_{n-1}^d &= 51 \text{ кН}, \Delta_{n-1}^d = 13.9 \cdot 10^{-4}. \end{aligned}$$

Результаты расчета были сопоставлены с данными экспериментальных исследований железобетонных рам, полученных испытанием двух образцов этих конструкций [8] на заданную проектную нагрузку и особое воздействие в виде внезапного удаления левой стойки рамы.

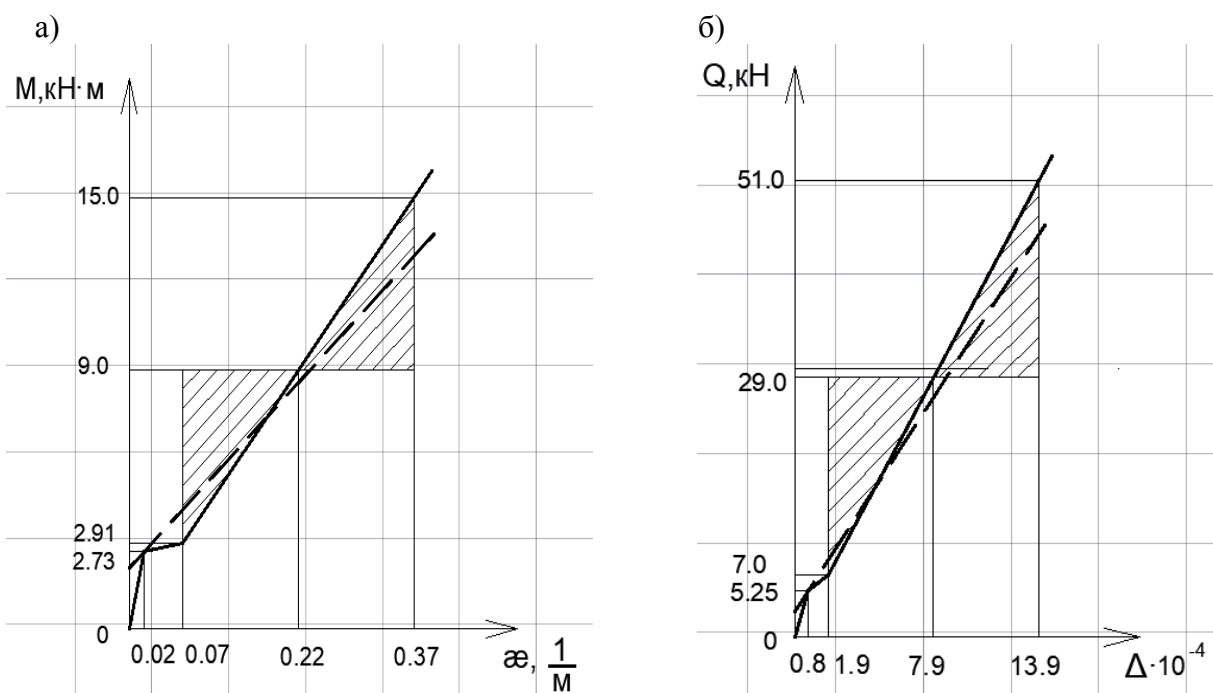


Рисунок 4 – Диаграммы «момент-кривизна» ($M - \alpha$) (а), «поперечная сила-перемещение» и ($Q - \Delta$) (б) к примеру расчета для сечения 1-1 ригеля над первым этажом

Было изготовлено и испытано два опытных образца рам: один – с традиционным вариантом армирования ригелей наклонными стержнями, а второй – с наклонными стержнями, расположенными в двух взаимно ортогональных направлениях (см. рисунок 3 б).

Сопоставление предельной расчетной нагрузки P , при которой в рассматриваемом расчетном сечении по грани сопряжения ригеля левого пролета первого этажа, после приложения особого воздействия достигалось особое предельное – разрушение по наклонному сечению от сдвига всех ригелей рамы при первом варианте армирования (рисунок 5 а) с экспериментальным значением этой нагрузки, показало их удовлетворительное согласование.

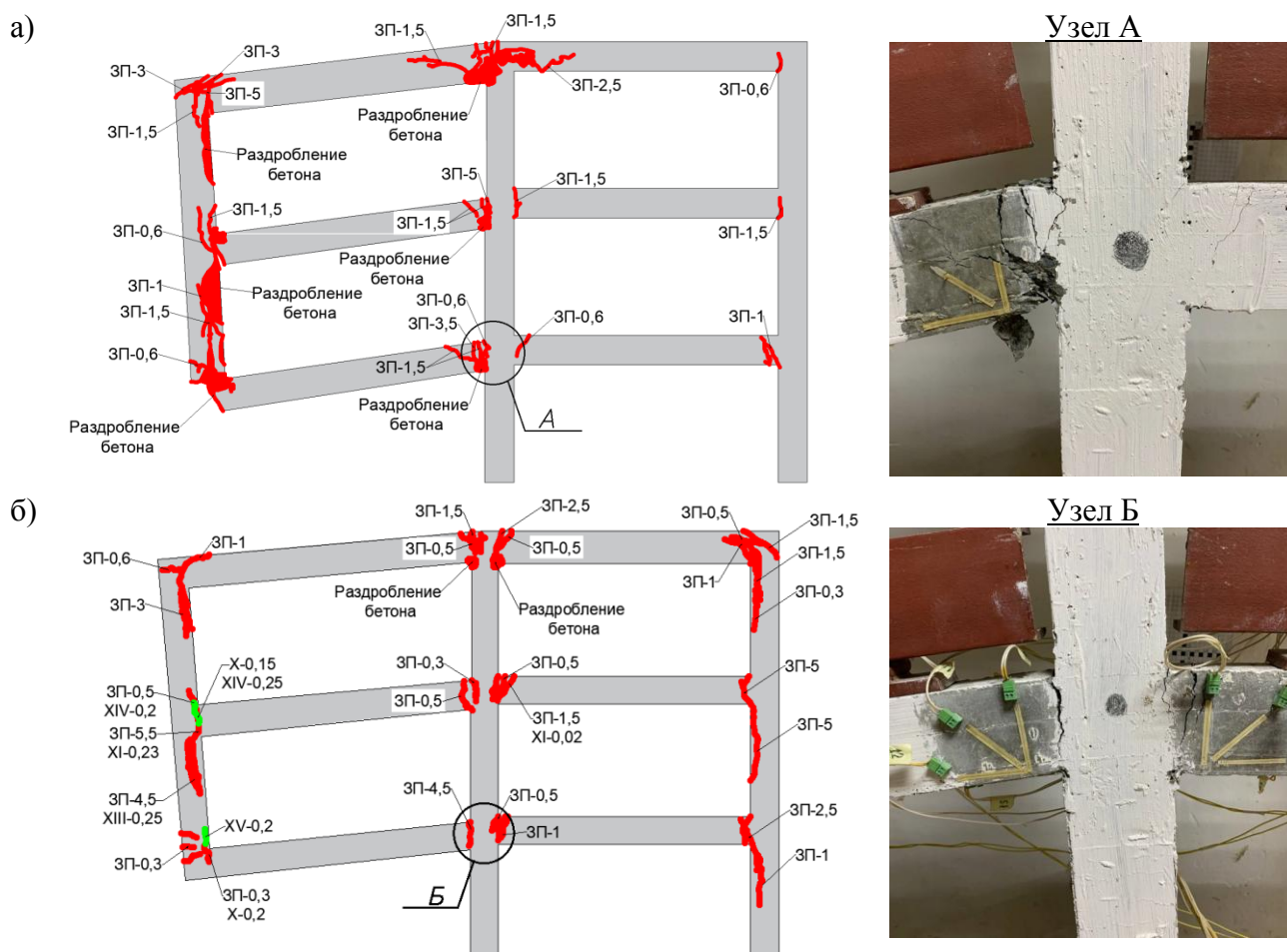


Рисунок 5 - Картины трещинообразования и разрушения опытных рам после приложения проектного воздействия: а – рама, армированная наклонными стержнями одного направления; б – рама, армированная наклонными стержнями в двух направлениях

Расхождение не превысило 17,5 %. В рамах, армированных по второму варианту – с наклонными стержнями, расположенными в двух взаимно ортогональных направлениях разрушение произошло по нормальным сечениям в зоне действия максимальных моментов по грани сопряжения ригелей со средней колонной. Расчетные картины трещинообразования и разрушения опытных рам обоих вариантов при приложении проектной нагрузки и после особого воздействия были аналогичны полученным в опытах (рисунок 5 а, б).

Выводы

1. На энергетической основе, без привлечения аппарата динамики сооружений, получены аналитические зависимости для определения параметров диаграммы статико-динамического деформирования железобетонных рам в предельных и запредельных состояниях при их разрушении по наклонным сечениям от совместного действия моментов и поперечных сил.

2. Численным анализом деформирования и разрушения конструкций железобетонных рам с различными вариантами поперечного армирования в сопоставлении с данными их экспериментальных исследований установлено, что армирование приопорных зон ригелей наклонными стержнями в двух направлениях соответствующей интенсивности позволяет обеспечить защиту рам от прогрессирующего разрушения при внезапном изменении направления силовых потоков от особого аварийного воздействия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алмазов В.О., Као Зуй Кхой. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов. М.: АСВ, 2013. 128 с.
2. Еремеев П.Г. Методы проектирования на прогрессирующее обрушение: гармонизация российских и международных нормативных документов // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 4. С. 23-28.
3. Федорова Н.В., Фан Динь Гуок, Нгуен Тхи Чанг. Экспериментальные исследования живучести железобетонных рам с ригелями, усиленными косвенным армированием // Строительство и реконструкция. 2020. № 1. С. 92-100.
4. Ильющенко Т.А., Колчунов В.И., Федоров С.С. Трещиностойкость преднапряженных железобетонных рамно-стержневых конструкций при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2021. № 1. С. 74-84.
5. Ву Нгок Туен. Исследование живучести железобетонной конструктивно нелинейной рамно-стержневой системы каркаса многоэтажного здания в динамической постановке // Строительство и реконструкция. 2020. Т. 90. № 4. С. 73-84.
6. Федорова Н.В., Халина Т.А. Исследование динамических догрузок в железобетонных конструктивных системах при внезапных структурных перестройках // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 8. С. 32-36.
7. Alogla K., Weekes L., Augustus-Nelson L. A new mitigation scheme to resist progressive collapse of RC structures // Construction and Building Materials. 2016. (125). С. 533-545.
8. Alshaikh I. M. H. [и др.]. Progressive collapse of reinforced rubberised concrete: Experimental study // Construction and Building Materials. 2019. (226). С. 307-316.
9. Li J., Hao H. Numerical study of structural progressive collapse using substructure technique // Engineering Structures. 2013. (52). С. 101-113.
10. Xuan W., Wang L., Liu C., Xing G., Zhang L., Chen H. Experimental and theoretical investigations on progressive collapse resistance of the concrete-filled square steel tubular column and steel beam frame under the middle column failure scenario // Shock and Vibration. 2019. Vol. 2019. Pp. 1-12. doi:10.1155/2019/2354931
11. Lin K., Lu X., Li Y., Guan H. Experimental study of a novel multi-hazard resistant prefabricated concrete frame structure // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2019. Vol. 119. Pp.390-407
12. Колчунов В.И., Бушова О.Б., Кореньков П.А. Деформирование и разрушение железобетонных рам с ригелями, армированными наклонными стержнями, при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2022. № 1. С. 18-28.
13. Колчунов В.И., Бушова О.Б. Деформирование железобетонных каркасов многоэтажных зданий в запредельных состояниях при особых воздействиях // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 4. С. 297-306.
14. Колчунов В.И., Федорова Н.В., Савин С.Ю. Динамические эффекты в статически неопределимых физически и конструктивно нелинейных системах // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 9. С. 42-51.
15. Колчунов В.И., Ключева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях/ Научное издание. – М.: АСВ, 2014. 208 с.
16. Федорова Н.В., Московцева В.С., Амелина М.А., Демьянов А.И. Определение Динамических усилий в сложнапряженных элементах железобетонных рам при особом воздействии // Известия вузов. Строительство. 2023. № 2. С. 6-15.
17. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях - М.: АСВ, 2004. 216 с.
18. Savin A.Yu., Kolchunov V.I. Dynamic behavior of reinforced concrete column under accidental impact// International journal for computational civil and structural engineering. 2021. С. 120-131.
19. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций – К.: Книжное изд-во НАУ, 2006. 808 с.
20. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона – М.: АСВ, 2004. 472 с.

REFERENCES

1. Almazov V.O., Kao Zui Khoi. Dynamics of progressive destruction of monolithic multi-storey frames. M.: DIA, 2013. 128 p.
2. Eremeev P.G. Design methods for progressive collapse: harmonization of Russian and international regulatory documents // Industrial and civil construction. 2022. No. 4. Pp. 23-28.
3. Fedorova N.V., Fan Dinh Guok, Nguyen Thi Chang. Experimental studies of the survivability of reinforced concrete frames with crossbars reinforced with indirect reinforcement // Construction and reconstruction. 2020. No. 1. Pp. 92-100.

4. Ilyushenko T.A., Kolchunov V.I., Fedorov S.S. Crack resistance of prestressed reinforced concrete frame-rod structures under special influences. *Construction and reconstruction*. 2021. No. 1. Pp.74-84.
5. Wu Ngoc Tuen. Study of the survivability of a structurally nonlinear reinforced concrete frame-rod frame system of a multi-storey building in a dynamic formulation // *Construction and reconstruction*. 2020. Vol. 90. No. 4. Pp. 73-84.
6. Fedorova N.V., Khalina T.A. Investigation of dynamic overloads in reinforced concrete structural systems during sudden structural rearrangements // *Industrial and civil construction*. 2017. No. 8. Pp. 32-36.
7. Alogla K., Weekes L., Augustus-Nelson L. A new mitigation scheme to resist progressive collapse of RC structures // *Construction and Building Materials*. 2016. (125). Pp. 533–545.
8. Alshaikh I. M. H. [et al.]. Progressive collapse of reinforced rubberized concrete: Experimental study // *Construction and Building Materials*. 2019. (226). Pp. 307-316.
9. Li J., Hao H. Numerical study of structural progressive collapse using substructure technique // *Engineering Structures*. 2013. (52). Pp. 101–113.
10. Xuan W., Wang L., Liu C., Xing G., Zhang L., Chen H. Experimental and theoretical investigations on progressive collapse resistance of the concrete-filled square steel tubular column and steel beam frame under the middle column failure scenario // *Shock and Vibration*. 2019. Vol. 2019. Pp. 1–12. doi:10.1155/2019/2354931
11. Lin K., Lu X., Li Y., Guan H. Experimental study of a novel multi-hazard resistant prefabricated concrete frame structure // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2019. Vol.119. Pp. 390-407.
12. Kolchunov V.I., Bushova O.B., Korenkov P.A. Deformation and destruction of reinforced concrete frames with crossbars reinforced with inclined rods, under special influences // *Construction and reconstruction*. 2022. No. 1. Pp. 18-28.
13. Kolchunov V.I., Bushova O.B. Deformation of reinforced concrete frames of multi-storey buildings in extreme conditions under special influences // *Construction Mechanics of engineering structures and structures*. 2022. Vol. 18. No. 4. Pp. 297-306.
14. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu. Dynamic effects in statically indeterminate physically and structurally nonlinear systems // *Industrial and civil construction*. 2022. No. 9. Pp. 42-51.
15. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.B., Bukhtiyarova A.S. Survivability of buildings and structures under non-design impacts/ Scientific edition. – M.: DIA, 2014. 208 p.
16. Fedorova N.V., Moskovtseva V.S., Amelina M.A., Demyanov A.I. Determination of dynamic forces in complex-stressed elements of reinforced concrete frames under special impact // *Izvestiya vuzov. Construction*. 2023. No.2. From 6-15.
17. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. Strength and deformability of reinforced concrete structures under beyond design impacts - M.: DIA, 2004. 216 p.
18. Savin A.Yu., Kolchunov V.I. Dynamic behavior of reinforced concrete column under accidental impact// *international journal for computational civil and structural engineering*. 2021. Pp. 120-131.
19. Veryuzhsky Yu.V., Kolchunov V.I., Barabash M.S., Genzersky Yu.V. Computer technologies for designing reinforced concrete structures – K.: NAU Book Publishing House, 2006. 808 p.
20. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Computational models of the strength resistance of reinforced concrete – M.: DIA, 2004. 472 p.

Информация об авторах:

Федорова Наталия Витальевна

Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН Российская Федерация, г. Москва, Россия, доктор технических наук, профессор, ведущий научный сотрудник НИИСФ РААСН.
E-mail: fenavit@mail.ru

Колчунов Виталий Иванович

ФГБОУ ВО " Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет" (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: asiorel@mail.ru

Бушова Олеся Борисовна

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ.
E-mail: bushova96@mail.ru

Information about authors:

Fedorova Natalia V.

Scientific Research Institute of Construction Physics of the RAASN Russian Federation, Moscow, Russia,
doctor of technical sciences, professor, leading researcher of the NIISF RAASN.

E-mail: fenavit@mail.ru

Kolchunov Vitaly Iv.

National Research Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia,
doctor of technical sciences, professor, professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.

E-mail: asiorel@mail.ru

Bushova Olesya B.

National Research Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia,
postgraduate student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures of the MGSU.

E-mail: bushova96@mail.ru