

Н.В. ФЕДОРОВА², О.Б. БУШОВА¹, В.И. КОЛЧУНОВ^{1,2}¹Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия²Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия

РАСЧЕТ КОНСТРУКТИВНО НЕЛИНЕЙНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ ПРИ ИХ ХРУПКОМ РАЗРУШЕНИИ ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ

Аннотация. Построена пространственная расчетная модель сложнапряженного железобетонного элемента при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента. Получены аналитические зависимости для расчета поперечного армирования такого элемента наклонными (поперечными) стержнями при рассматриваемом напряженном состоянии. Прямоугольное сечение приводится к эквивалентному коробчатому сечению с двумя случаями положения сжатой зоны. Расчетная модель достаточно полно отражает физические явления силового сопротивления ригелей железобетонных рам в предельных и запредельном состояниях установленные экспериментально. Проведены результаты численных исследований конструкций рам, поперечное армирование которых принято в виде наклонных или перекрестных наклонных стержней при использовании предложенной и других моделей расчета. Сравнительный анализ полученных результатов показал эффективность более строгого учета совместного действия изгибающих моментов и поперечных сил и возможность за счет этого заметного снижения расчетного поперечного армирования железобетонных конструкций при рассматриваемом напряженном состоянии. Предложенные аналитические зависимости могут быть использованы для расчета железобетонных ригелей конструктивно и физически нелинейных рам при их хрупком разрушении по наклонному сечению в запредельных состояниях.

Ключевые слова: железобетонная рама, пространственная расчетная схема, поперечная сила, наклонное сечение, деформирование, особое воздействие, запредельное состояние.

N.V. FEDOROVA², O.B. BUSHOVA¹, V.I. KOLCHUNOV^{1,2}¹Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education «National Research Moscow State University of Civil Engineering» (MGSU), Moscow, Russia²Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia

CALCULATION OF STRUCTURALLY NONLINEAR REINFORCED CONCRETE FRAMES DURING THEIR DESTRUCTION ALONG AN INCLINED SECTION

Abstract. A spatial calculation model of a complexly stressed reinforced concrete element is constructed under the combined action of a transverse force and a bending moment. Analytical dependences are obtained for calculating the transverse reinforcement of such an element with inclined (transverse) rods under the stress state under consideration. The rectangular section is reduced to an equivalent box section with two cases of the compressed zone position. The computational model sufficiently fully reflects the physical phenomena of the force resistance of the crossbars of reinforced concrete frames in the limiting and exorbitant states established experimentally. The results of numerical studies of frame structures, the transverse reinforcement of which is accepted in the form of inclined or cross inclined rods when using the proposed and other calculation models, are carried out. A comparative analysis of the results obtained showed the effectiveness of a stricter account of the

combined action of bending moments and transverse forces and the possibility of a noticeable reduction in the calculated transverse reinforcement of reinforced concrete structures under the stress state under consideration due to this. The proposed analytical dependences can be used to calculate reinforced concrete crossbars of structurally and physically nonlinear frames with their brittle destruction along an inclined section in exorbitant states.

Keywords: reinforced concrete frame, spatial design scheme, transverse force, inclined section, deformation, special impact, beyond condition.

Введение

В последнее время увеличивается опасность возникновения прогрессирующего обрушения зданий и сооружений в виду усиливающихся воздействий природного, техногенного и террористического характера, происходящих в мире. Поэтому проблема защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения находит все более широкое обсуждение в научных публикациях специалистов. В отечественных [1-6] и зарубежных [7-11] исследованиях изучены особенности перераспределения силовых потоков в сооружениях при таких воздействиях и предложены различные способы защиты конструкций зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Однако, эти способы защиты могут быть эффективны для защиты железобетонных рамных 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 публикациях [12, 13] предложена схема армирования приопорных зон ригелей железобетонной рамы, повышающая их сопротивление при внезапных изменениях силовых потоков от особого воздействия. Однако вопросы, связанные с изучением особенностей физических явлений деформирования железобетонных рам каркасов зданий в предельном и запредельном состояниях при особых аварийных воздействиях с разрушением по наклонным сечениям ригелей, для рассматриваемых конструктивных систем, остаются неизученными.

Поэтому целью рассматриваемой работы явилось построение расчетной модели деформирования сечений ригелей железобетонных рам каркасов многоэтажных зданий в запредельных состояниях, вызванных особыми воздействиями. В соответствии с сформулированной целью были поставлены и решены следующие задачи:

- построить пространственную расчетную схему сложнапряженного железобетонного элемента при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил;
- провести численный анализ напряженного деформированного состояния в ригелях железобетонной рамы с использованием предложенной модели;
- выполнить оценку достоверности и эффективности предложенной расчетной модели в сопоставлении с расчетом по МКЭ, моделью действующих норм и результатами испытаний рассматриваемых конструкций.

Метод

В качестве объекта исследований рассмотрена железобетонная рама фрагмента каркаса многоэтажного здания результаты испытаний физической модели, которой приведены в работе [12]. Армирование ригелей рамы принято симметричным: продольными стержнями из арматуры класса А500С и поперечной арматуры в виде наклонных стержней из арматурной проволоки, расположенных в одном или в двух взаимно ортогональных направлениях в приопорных зонах ригелей (рисунок 1). Физико-механические характеристики этой проволоки были определены экспериментально и близки к характеристикам арматуры класса А240. К ригелям рамы, на расстояниях a от опор, приложена статическая эксплуатационная нагрузка в виде сосредоточенных сил P_i (рисунок 1 б). 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 совместно действуют изгибающие моменты (M) и поперечная сила (Q). При этом после приложения особого воздействия направления силовых потоков в ряде элементов рамы качественно изменяется.

Для построения расчетной схемы железобетонного элемента при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы целесообразно использовать общую модель сложного напряженного железобетонного элемента [14]. В соответствии с этой моделью для ригеля принята пространственная расчетная схема позволяющая определять усилия и деформации в рассматриваемом элементе на всех уровнях нагружения в предельных и запредельных состояниях (рисунок 2). Здесь была принята дополнительная гипотеза об эквивалентности интенсивности потока касательных сил от действия поперечной силы для прямоугольного и коробчатого сечений железобетонного элемента в запредельном состоянии. Поперечная арматура и наклонные стержни, установленные по контуру расчетного сечения и при деформировании растянутых стенок коробчатого сечения с такой арматурой после образования трещин коэффициент ψ_s , учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры между смежными трещинами может быть достаточно строго определен в запредельном состоянии при нагрузках близких к разрушению по методике [15].

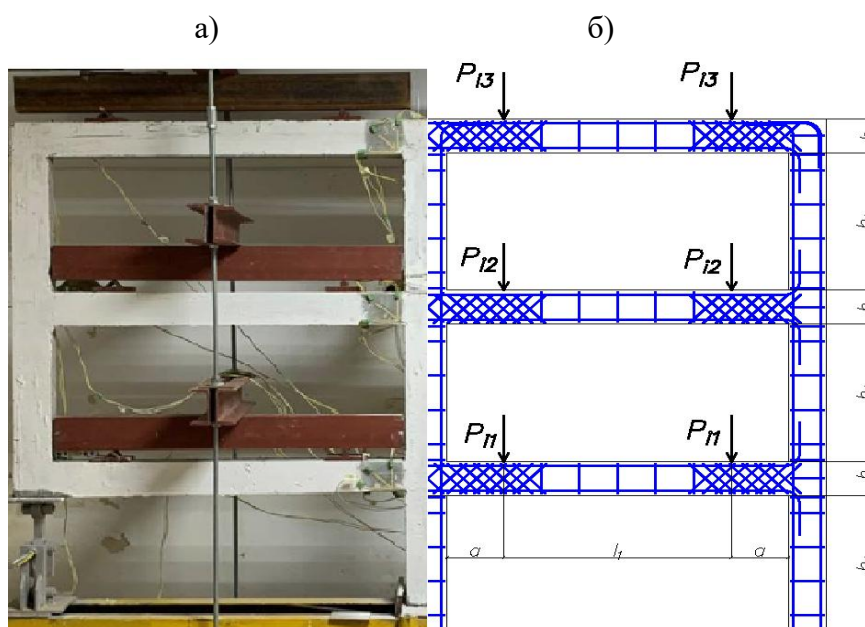


Рисунок 1 – Общий вид испытанной конструкции железобетонной рамы (а), схема армирования и приложения нагрузок (б)

Расчетная модель. Схема расчетного сечения конструкции ригеля с двух срезными хомутами представлена на рисунке 3 а. Сечение армировано стержнями продольной арматуры в растянутой зоне общей площадью $2A_s$ и в сжатой зоне общей площадью $2A'_s$. Расстояние между стержнями рабочей арматуры обозначено h_1 и b_1 . Поперечная арматура в общем случае представлена двух срезными замкнутыми наклонными хомутами с площадью стержней $A_{s,ins}$ и шагом $U_{s,ins0}$, и длинами вертикальных и горизонтальных участков стержней $h_2/\cos\alpha_1$ и b_2 . С целью упрощения расчетной модели и практически без заметного влияния на напряженное состояние в хомутах в расчетной схеме наклонные стержни переносятся на уровень продольной арматуры с уменьшенным шагом $U_{s,ins}$ по формуле (1).

$$U_{s,ins} = U_{s,ins0} \frac{(b_1 + h_1)}{b_2 + h_2/\cos\alpha_1}. \quad (1)$$

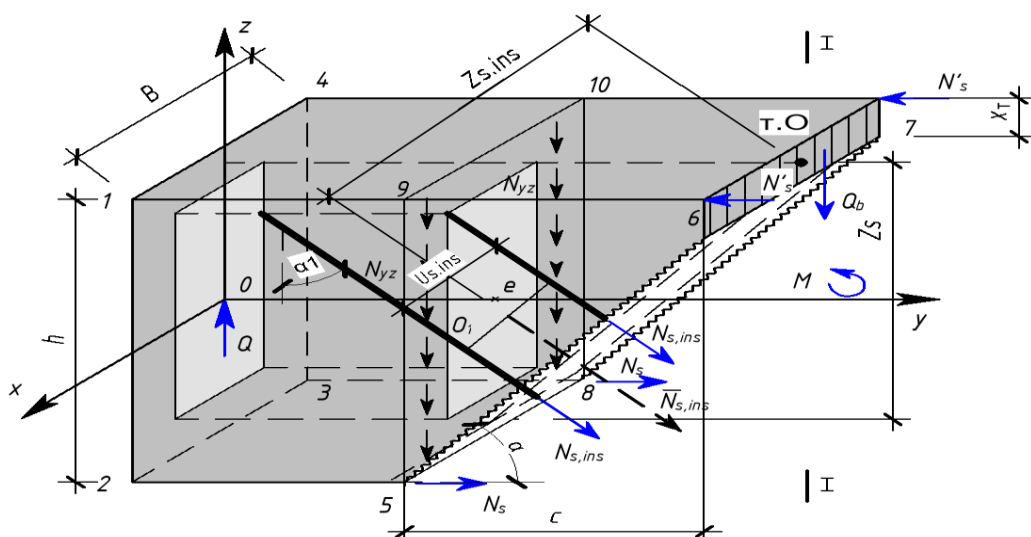


Рисунок 2 – Пространственная расчетная схема эквивалентного железобетонного элемента при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

Высоту сжатой зоны в расчетном сечении будем определять для двух возможных расчетных случаев:

- первый случай, когда $X_T = 2\alpha'$, где α' – расстояние от верхней поверхности сечения до центра тяжести арматуры сжатой зоны. При этом высота расчетного сечения равна h_1 .

- второй случай, когда $X_T > 2\alpha'$. При этом высота расчетного сечения равна Z_1 .

При определении потоков касательных сил рассмотрим, как более общий, второй случай положения высоты сжатой зоны. Переход к первому случаю осуществляется простой заменой Z_1 на h_1 . К прямоугольному контуру балочного элемента с центром в точке O приложены: M – изгибающий момент и Q – поперечная сила (см. рисунок 2).

Выделим из сечения балки пространственных расчетный элемент коробчатого сечения размерами $b_1 \times Z_1$ (рисунок 3 в), где Z_1 – расстояние от растянутой арматуры $2A_s$ до центра тяжести бетона сжатой зоны, рассчитываемая по формуле (2).

$$Z_1 = h_1 + \alpha' - 0,5X_T \quad (2)$$

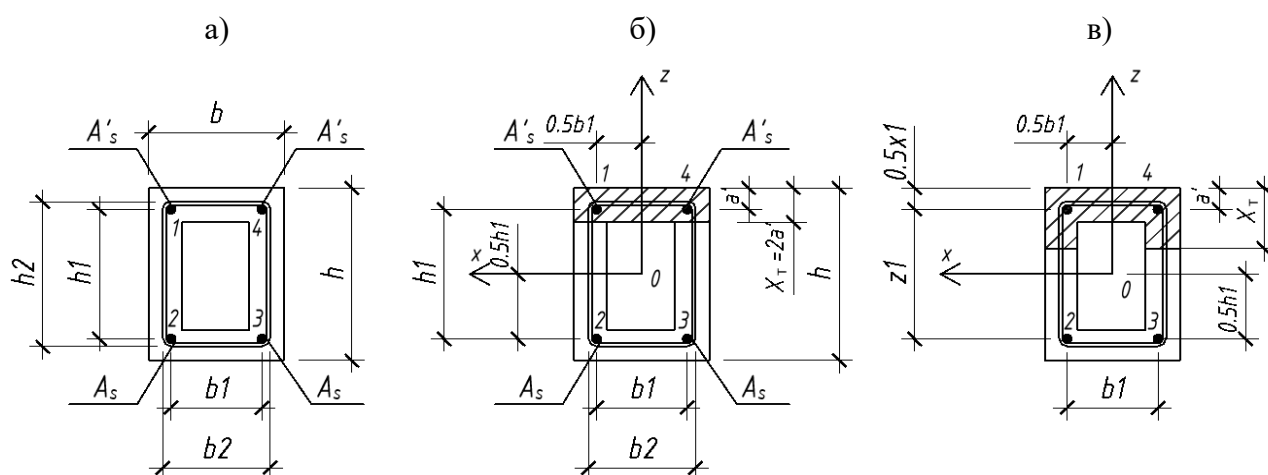


Рисунок 3 – Схема расчетного поперечного сечения: а) сечение с двух срезными хомутами с выделением расчетных контуров 1-2-3-4; б) по частной схеме, в) по общей схеме

Далее здесь рассматривается общий расчетный случай положения сжатой зоны. В частном случае во всех формулах Z_1 заменяется на h_1 .

Систему исходных уравнений (3), (4) равновесия в наклонном сечении для рассматриваемого коробчатого элемента запишем в виде:

$$M_s + M_{s,ins} \geq M \quad (3)$$

$$Q_b + Q_{s,ins} \geq Q \quad (4)$$

Здесь M_s и $M_{s,ins}$ – соответственно, момент равнодействующей в продольной и наклонной арматуре, пересекаемый наклонным сечением относительно центра тяжести сжатой зоны бетона (т. О на рисунке 2).

Раскрывая выражение моментов через напряжения в арматуре, можно записать:

$$M_{s,ins} = \overline{N}_{s,ins} \omega z_{s,ins} = q_{s,ins} \frac{c}{\cos \alpha} \gamma_s \omega z_{s,ins} = \frac{\sigma_{s,ins} A_{s,ins}}{U_{s,ins}} \cdot \frac{c}{\cos \alpha} \gamma_s \omega z_{s,ins} \quad (5)$$

$$M_s = N_s z_s = \gamma_s \sigma_s A_s z_s \quad (6)$$

$$Q_b + Q_{s,ins} = Q \quad (7)$$

где $\overline{N}_{s,ins}$, $z_{s,ins}$ соответственно, равнодействующая в наклонных стержнях и ее плечо относительно центра тяжести сжатой зоны бетона;

ω – коэффициент полноты интенсивности напряжений в наклонных стержнях;

$Q_{s,ins}$ – поперечная сила, воспринимаемая наклонными стержнями;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны.

Значение поперечной силы, воспринимаемой бетоном сжатой зоны в предельном состоянии, определяется по формуле действующих норм [16]:

$$Q_b = \frac{\phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{B}{c}, \quad (8)$$

с ограничениями

$$0,5 R_{bt} b h_0 < \frac{\phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} \leq 2,5 \cdot R_{bt} b h_0, \quad \phi_{b2} - \text{коэффициент, принимаемый равным } 1,5.$$

Значения поперечной силы, воспринимаемой наклонными стержнями:

$$Q_{s,ins} = \omega q_{s,ins} \frac{c}{\cos \alpha}, \quad (9)$$

где $q_{s,ins}$ – интенсивность армирования наклонными стержнями.

При других уровнях нагружения расчетного сечения в зоне наклонной трещины после ее образования, значения поперечной силы, воспринимаемой бетоном, определяется по зависимости (8), в которой вместо R_{bt} принимаются напряжения σ_{bt} . Значения этих напряжений определяются через коэффициент, равный отношению поперечной силы, при которой образуются наклонные трещины (Q_{crc}), к текущему значению поперечной силы (Q). Подставив (5) и (6), (8) и (9) соответственно в уравнения (3) и (7), получим:

$$Q = \frac{B}{c} + \omega q_{s,ins} \frac{c}{\cos \alpha} \quad (10)$$

$$\gamma_s \sigma_s A_s z_s + \frac{\sigma_{s,ins} A_{s,ins}}{U_{s,ins}} \cdot \frac{c}{\cos \alpha} \gamma_s \omega z_{s,ins} = M \quad (11)$$

Недостающее уравнение для определения неизвестных в рассматриваемом расчетном наклонном сечении можно записать, используя принцип Лагранжа, в виде производной от функции поперечной силы (Q) по переменной c :

$$-\frac{B}{c^2} + \omega q_{s,ins} \frac{1}{\cos \alpha} = 0 \quad (12)$$

В итоге получим систему трех взаимосвязанных уравнений с неизвестными $q_{s,ins}$, c , $\sigma_{s,ins}$, σ_s .

Положив на первом шаге значения напряжений в продольных стержнях напряжениям вычисленным по изгибающему моменту в нормальном сечении I-I, проходящем вертикально по сжатой зоне бетона, методом итераций, используя уравнения (10-12), определяем значения трех остальных неизвестных $q_{s,ins}$, c , $\sigma_{s,ins}$. При этом вычисленные значения длины проекции расчетного сечения c должны удовлетворять критериальным ограничениям действующих норм.

Определение продольных напряжений в сжатой арматуре и сжатом бетоне находятся из дополнительно записанной системы уравнений статики в сечении I-I (М относительно центра тяжести сжатой зоны и сумма проекций на продольную ось У).

Средние относительные деформации в наклонных арматурных стержнях A_{si} на участке между наклонными трещинами и средние деформации в продольной арматуре в зоне наклонных трещин определяются по формулам:

$$\varepsilon_{s.ins} = \frac{\sigma_{s.ins}\psi_{s.ins}}{E_s}; \varepsilon_s = \frac{\sigma_s\psi_s}{E_s}, \quad (13)$$

где $\psi_s, \psi_{s.ins}$ – коэффициент, учитывающий сопротивление растянутого бетона между трещинами, введенный в теорию железобетона В.И. Мурашевым, соответственно для наклонных и продольных трещин.

Учитывая то, что в рассматриваемой задаче коэффициент ψ_s необходимо вычислять на всем диапазоне деформирования элемента с трещинами, включая и деформирование в запредельном состоянии, а также деформирование арматуры при наличии одиночных трещин, значение этого коэффициента будем определять по уточненной зависимости, предложенной в исследованиях [17]. Согласно этой работе, характерные эпюры напряжений (деформаций) арматур между трещинами на уровне оси растянутой арматуры имеют вид, представленной на рисунке 4.

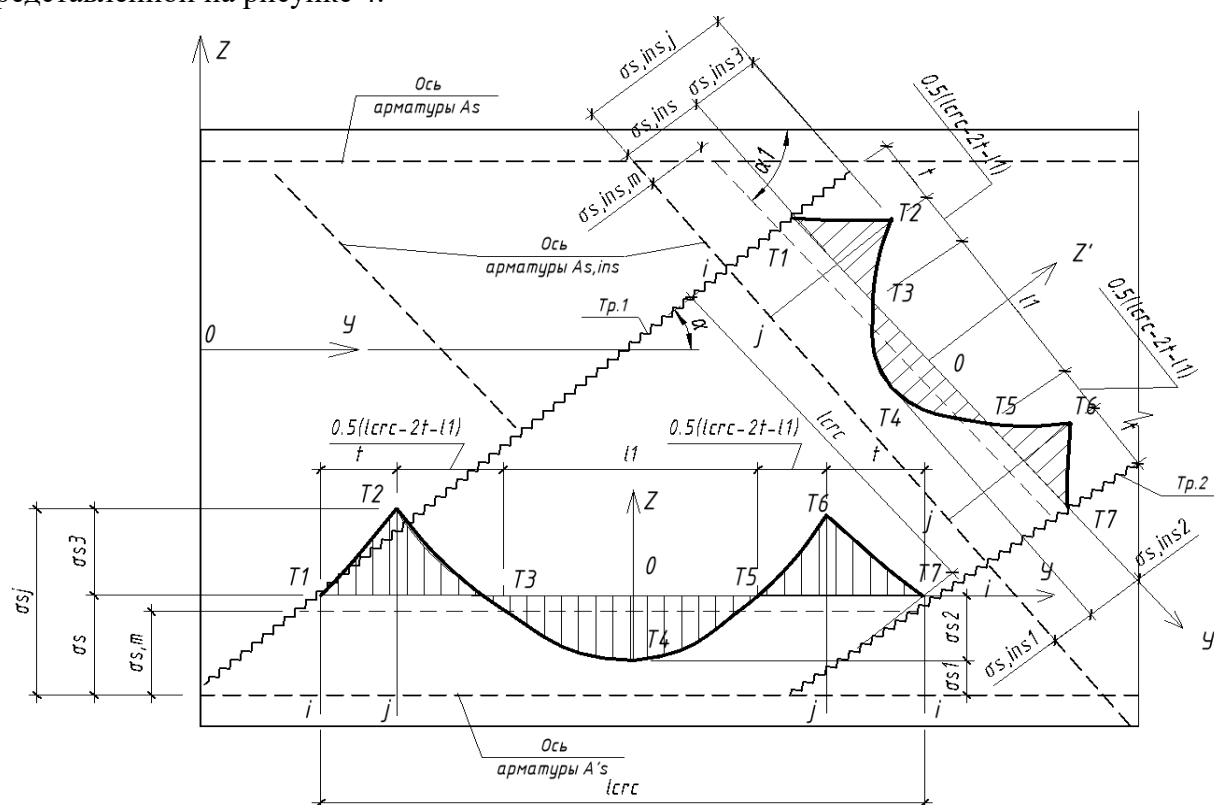


Рисунок 4 - Характерные опытные эпюры напряжений в наклонных арматурных стержнях, полученные с помощью непрерывных цепочек тензорезисторов

В соответствии со схемой этого рисунка, в рамках традиционной трактовки рассчитываемого коэффициента, его значение может быть вычислено по формуле (14):

$$\psi_s = 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{\chi R_{bt}}{\mu \sigma_s} \cdot \left(1 - \frac{A_b}{A}\right) \cdot \left(1 - \frac{2t}{l_{crc}}\right) + \left(\frac{\sigma_{s,j}}{\sigma_s} - 1\right) \left[\frac{1}{3} \cdot \left(1 - \frac{2t}{l_{crc}} - \frac{l_1}{l_{crc}}\right) + \frac{t}{l_{crc}}\right], \quad (14)$$

где, l_1 находится из условия, в соответствии с которым, изменение напряжений в растянутой арматуре между точками 2-6 (см. рисунок 4) принято по зависимости квадратной параболы по формуле (15):

$$l_1 = 2 \left[\frac{0.25 \sigma_{s2} (l_{crc} - 2t)^2}{\sigma_{s,j} - \sigma_s + \sigma_{s2}} \right]^{\frac{1}{2}}. \quad (15)$$

Напряжения $\sigma_{s,j}$ определяются из зависимостей механики разрушения, полученных в [17] применительно к железобетону; t – в первом приближении принимаются равными $1.5d$, где d – диаметр рабочей растянутой арматуры. При этом, если $d < 10$ мм, то для тяжелого бетона из щебня фракции 5-10 мм параметр t принимается равным $1.5 \cdot 10 = 15$ мм. Для бетона из щебня фракции 10-20 мм при $d < 20$ мм, параметр t принимается равным $1.5 \cdot 20 = 30$ мм.

χ – коэффициент, определяемый из зависимости механики разрушения. В первом приближении, его можно вычислить по формуле (16) [17]:

$$\chi = \frac{M_{crc}}{M}, \quad (16)$$

где M_{crc} – момент образования наклонной трещины.

Внося в (13) значения напряжений σ_s и $\sigma_{s,ins}$, полученные из решений системы уравнений (10) – (12), получим значения деформаций ε_s , $\varepsilon_{s,ins}$ в функции от момента (M) и поперечной силы (Q) (формулы (17)-(19)).

$$Q = \frac{B}{C} + \omega \frac{\varepsilon_{s,ins} E_s A_{s,ins}}{\psi_{s,ins} U_{s,ins}} \frac{C}{\cos \alpha}; \quad (17)$$

$$M = \frac{\varepsilon_s E_s A_s}{\psi_s} \gamma_s z_s + \frac{\varepsilon_{s,ins} E_s A_{s,ins}}{\psi_{s,ins} U_{s,ins}} \cdot \frac{C}{\cos \alpha} \gamma_s \omega z_{s,ins}; \quad (18)$$

$$-\frac{B}{C^2} + \omega \frac{\varepsilon_{s,ins} E_s A_{s,ins}}{\psi_s U_{s,ins}} \frac{1}{\cos \alpha} = 0. \quad (19)$$

Пример расчета

В качестве примера численной реализации методики расчета рассмотрим двухпролетную железобетонную раму, физическая модель которой была испытана сосредоточенной нагрузкой, приложенной в приопорных зонах ригелей и особым воздействием в виде внезапного удаления крайней или средней колонны первого этажа [12]. Конструкции рам выполнены из бетона В30 с сечением ригелей 50×100 мм. Продольное армирование ригелей было рассчитано по методике норм и принято симметричным из стержней диаметром $\phi 8A500C$. Поперечное армирование приопорной зоны рассчитано по рассматриваемой методике на совместное действие поперечной силы и момента и принято в виде наклонных (Рама РЖ-1) или перекрестных (Рама РЖ-2) наклонных стержней из арматурной проволоки диаметром 2 мм, шагом 35 мм (рисунок 5). Физико-механические характеристики этой проволоки были определены экспериментально и оказались близки к характеристикам мягкой арматуры класса A240. Армирование перекрестными наклонными стержнями выполнено с целью повышения сопротивляемости приопорных зон ригелей, изменяющимся при особом воздействии силовым потокам в зоне наклонных трещин. Проектная нагрузка на раму в виде сосредоточенных сил, была приложена к ригелям на расстоянии 150 мм от опор.

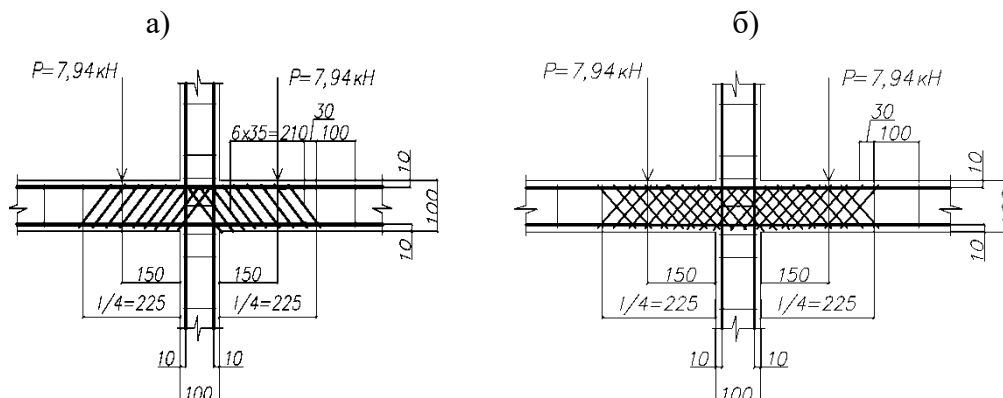


Рисунок 5 – Схема приопорного узла, армированного наклонными стержнями, рама РЖ-1 (а) и с перекрестной схемой армирования, Рама РЖ-2 (б)

Расчет ригеля в зоне возможного локального разрушения по наклонному сечению в зоне наклонных трещин производился также с использованием ПК Лири-Сапр. При этом образование наклонных трещин в приопорной зоне моделировалось их «расшивкой» по методике [18, 19].

Результаты расчета в виде изменения деформаций в продольной и поперечной арматуре в зависимости от внутренних усилий (поперечной силы и момента) в расчетном наклонном сечении в исходной п-раз статически неопределимой рамной системе до запроектного воздействия (Q_n) и после запроектного динамического воздействия в п-раз статически неопределимой системе (Q_{n-1}^d) представлены на рисунке 6 и 7.

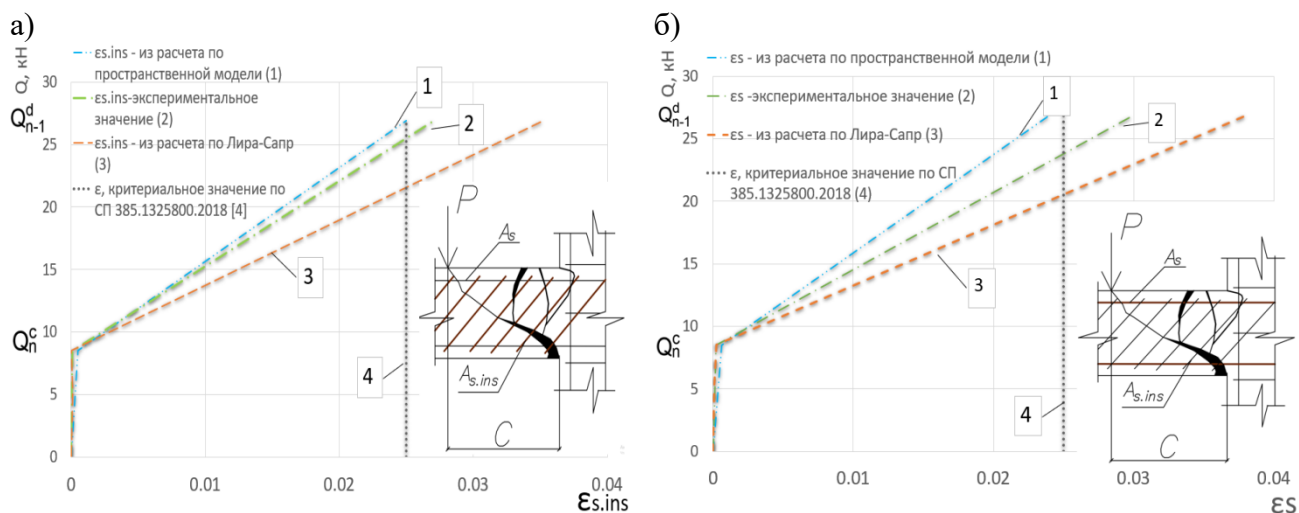


Рисунок 6 – График зависимости изменения деформаций в арматуре от внутренних усилий в расчетном наклонном сечении рамы, армированной наклонными стержнями одного направления, до и после запроектного воздействия: (а) наклонные стержни, (б) продольные стержни

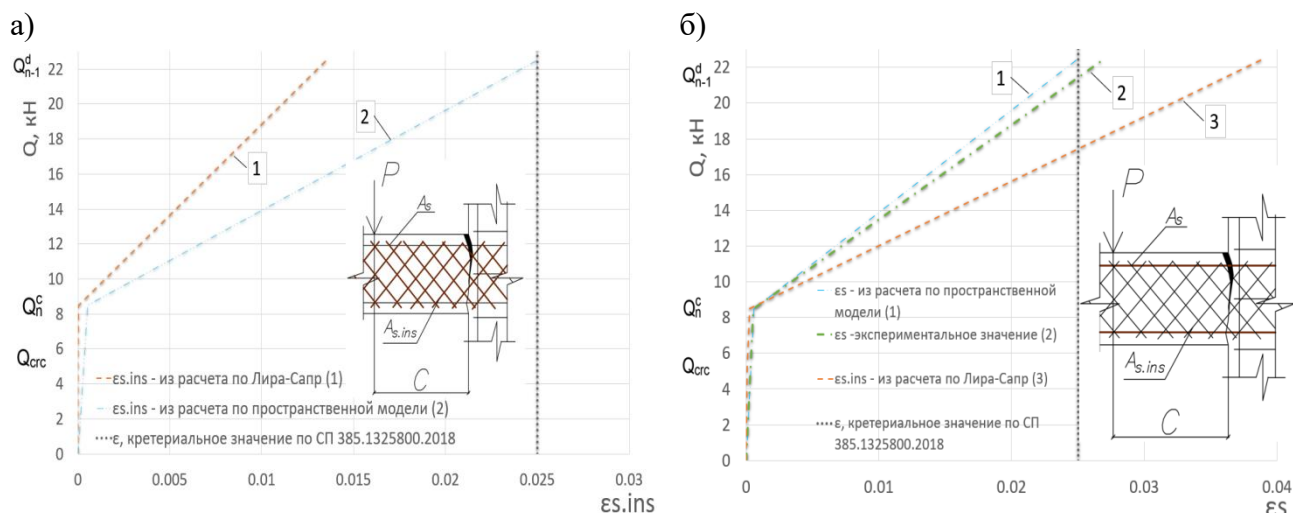


Рисунок 7 – График зависимости изменения деформаций в арматуре от внутренних усилий в расчетном наклонном сечении рамы, армированной наклонными стержнями, расположенными в двух взаимно ортогональных направлениях, до и после запроектного воздействия: (а) наклонные стержни, (б) продольные стержни

Здесь же для сравнения приведены графики экспериментально полученных значений деформаций [12], графики деформаций из расчета по ПК Лира-Сапр. Из анализа этих графиков можно видеть, что значения деформаций в наклонной и продольной арматуре при статическом нагружении ригеля рамы сосредоточенными силами на первом этапе испытаний удовлетворительно описываются расчетом по предложенной методике с пространственной моделью коробчатого сечения и согласуются с их значениями полученными экспериментально.

На рисунке 8 представлены схемы разрушения конструкций опытных рам с различными схемами армирования и картины разрушения приопорных средних узлов рамы А и Б при удалении крайней колонны.

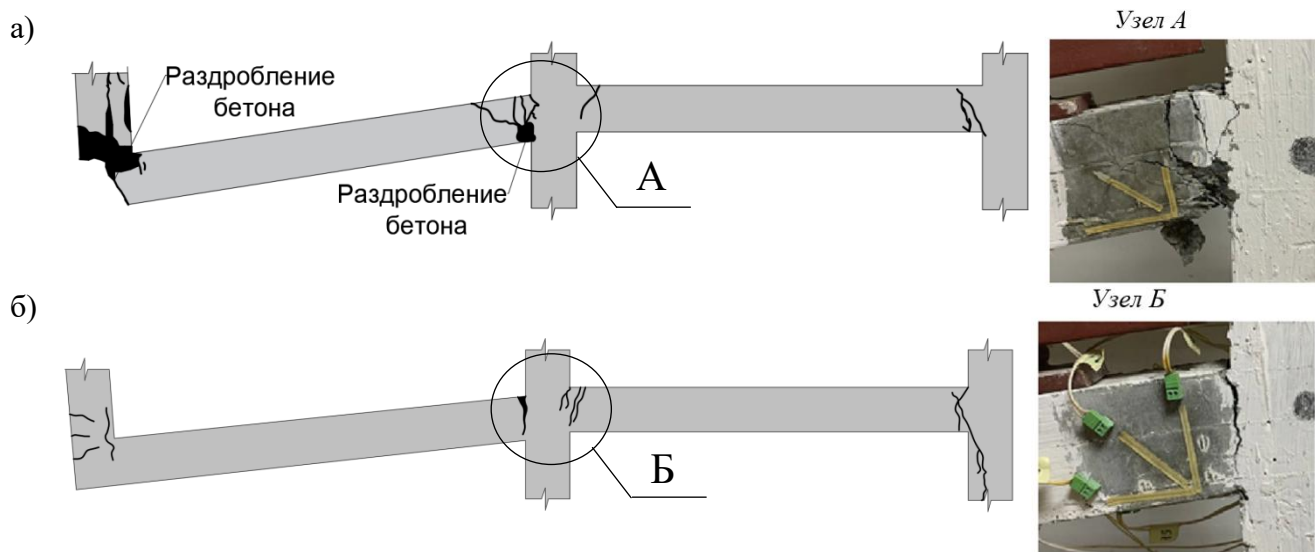


Рисунок 8 – Картина разрушения ригелей над первым этажом опытных рам, армированных наклонными РЖ-1(а) и перекрестными РЖ-2 (б) стержнями

Из анализа этих картин можно видеть, что применение двусторонних наклонных стержней снижает деформативность рассматриваемой приопорной зоны, повышает ее трещиностойкость и сопротивляемость внезапному изменению силовых потоков в рассматриваемой приопорной зоне. В ригелях, армированных перекрестными стержнями в приопорных зонах, первоначально образовывались нормальные трещины, затем, после приложения особого наклонные, образовывались наклонные трещины, но разрушение рассматриваемого узла не произошло. Из сопоставления графиков деформаций конструкций обеих рам можно также отметить, что расчет по предложенной пространственной расчетной схеме с учетом совместного действия поперечной силы и момента заметно снижает значения деформаций в наклонных стержнях по сравнению с расчетом по методике действующих норм (расчет по ПК Лира-Сапр) и эта разница значительно увеличивается после приложения к раме запроектного динамического воздействия в п-раз статически неопределимой системе.

Динамика развития наклонных и нормальных трещин в рассматриваемом приопорном узле (рисунок 9) подтвердила хрупкий характер разрушения ригеля рамы, армированной наклонными стержнями. Скорость раскрытия наклонной трещины в узле А после особого динамического воздействия более чем в три раза превысила скорость раскрытия нормальной трещины рамы с ригелями, армированных перекрестными стержнями.

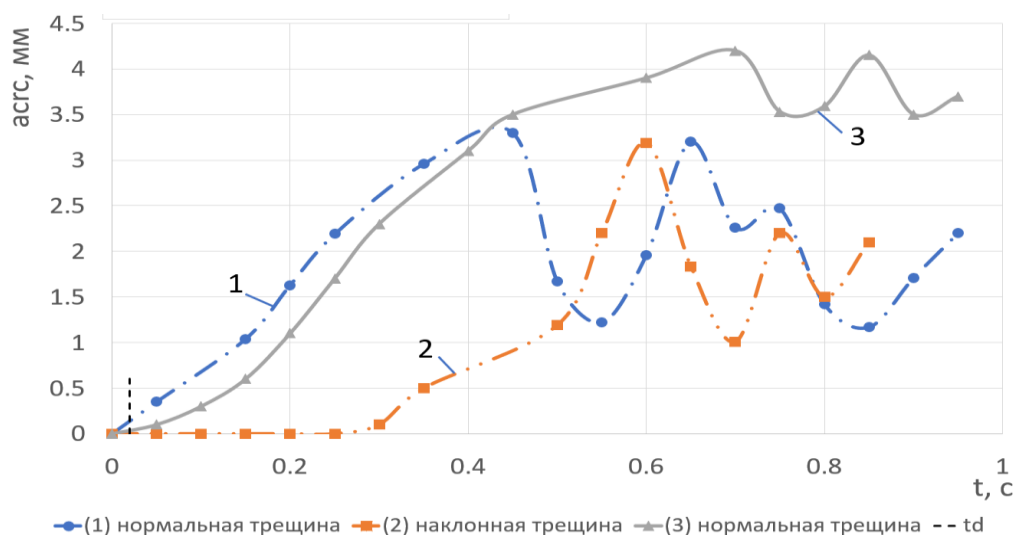


Рисунок 9 – График опытных зависимостей изменения ширины раскрытия трещины от времени приложения запроектного воздействия: (1) рама, армированная односторонними наклонными стержнями, (2) рама, армированная наклонными стержнями, расположенными в двух взаимно ортогональных направлениях

В целом, сопоставление значений деформаций, ширины раскрытия трещин и картин разрушения ригелей, армированных наклонными стержнями и с перекрестной схемой армирования после особого воздействия дает возможность сделать вывод об эффективности замены односторонних наклонных стержней двусторонними наклонными стержнями в качестве одного из возможных способов защиты от прогрессирующего обрушения.

Выводы

1. Построен вариант деформационной модели для расчета напряженно деформированного состояния железобетонного элемента при совместном действии поперечных сил и изгибающих моментов, позволяющая определять деформации в сжатом бетоне, поперечной и продольной арматуре на всех уровнях нагружения конструкции, включая предельное и особое запредельное состояние.

2. Численным анализом расчетных параметров деформирования приопорных зон ригелей железобетонных рам при разрушении по наклонному сечению выявлены характерные особенности силового сопротивления и разрушения этих зон при различных схемах установки поперечной арматуры и различных режимах нагружения.

3. Показано влияние учета изгибающего момента на предельные деформации в наклонных арматурных стержнях при различных режимах статико-динамического нагружения конструкций железобетонных рам.

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. № 4. С.73–84.
6. Федорова Н. В., Халина Т.А. Исследование динамических догрузений в железобетонных конструктивных системах при внезапных структурных перестройках// Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 8. С. 32-36.
7. Alogla K., Weekes L., Augusthus-Nelson L. A new mitigation scheme to resist progressive collapse of RC structures // Construction and Building Materials. 2016. No. 125. Pp. 533–545.
8. Alshaikh I. M. H. [и др.]. Progressive collapse of reinforced rubberised concrete: Experimental study // Construction and Building Materials. 2019. No. 226. Pp. 307–316.
9. Li J., Hao H. Numerical study of structural progressive collapse using substructure technique // Engineering Structures. 2013. No. 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.
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. № 4. С. 297-306.
14. Карпенко Н.И., Колчунов В.И., Колчунов В.И., Травуш В.И., Демьянов А.И. Деформирование железобетонных конструкций при изгибе с кручением/ / Строительные материалы. 2021. № 6. С. 47-56.
15. Федоров В.С., Фам Фук Тунг, Колчунов В.И. Расчет ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях при центральном растяжении с учетом эффекта нарушения сплошности /Известия Орловского государственного технического университета. 2007. № 1(13). С. 29-34.
16. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003 (с Изменением N 1). Официальное издание. М.: Стандартинформ, 2019 г.
17. Колчунов В.И., Пимочкин В.Н. деформационный эффект при сопротивлении растянутого бетона между трещинами в железобетонном элементе (или вскрытие истинных причин расхождения внешних и внутренних усилий в поперечном сечении железобетонного элемента, рассчитываемого по теории В.И. Мурашева) // Известия орловского государственного технического университета. 2005. № 3-4. С. 49-55.
18. Колчунов В.И., Колчунов В.И., Федорова Н.В. Деформационные модели железобетона при особых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 8. С. 54-60.
19. Демьянов А.И., Наумов Н.В., Колчунов В.И. Методика определения параметров деформирования и трещиностойкости железобетонных составных конструкций, испытывающих кручение с изгибом // Известия вузов. 2018. № 7. С. 5-16.

REFERENCES

1. Almazov V.O., Kao Zui Khoi. Dynamics of progressive destruction of monolithic multi-storey frames. M.: DIA, 2013. 128 p.
2. Ereemeev 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 reinforced concrete structurally nonlinear frame-rod system of a multi-storey building frame in a dynamic formulation // Construction and Reconstruction. 2020. 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., Augusthus-Nelson L. A new mitigation scheme to resist progressive collapse of RC structures // Construction and Building Materials. 2016. No. 125. Pp. 533-545.

8. Alshaikh I. M. H. [et al.]. Progressive collapse of reinforced rubberized concrete: Experimental study // Construction and Building Materials. 2019. No. 226. Pp. 307-316.
9. Li J., Hao H. Numerical study of structural progressive collapse using substructure technique // Engineering Structures. 2013. No. 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.
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. No. 4. Pp. 297-306.
14. Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Kolchunov V.I., Travush V.I., Demyanov A.I. Deformation of reinforced concrete structures during bending with torsion// Building materials. 2021. No. 6. Pp. 47-56
15. Fedorov V.S., Pham Fuk Tung, Kolchunov V.I. Calculation of crack opening width in reinforced concrete structures at central tension taking into account the effect of continuity violation // Izvestiya Orel State Technical University. 2007. No. 1(13). Pp. 29-34.
16. SP 63.13330.2018 Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. SNiP 52-01-2003 (with Change N 1). Official publication. Moscow: Standartinform, 2019
17. Kolchunov V.I., Pimochkin V.N. deformation effect in the resistance of stretched concrete between cracks in a reinforced concrete element (or the disclosure of the true causes of the divergence of external and internal forces in the cross section of a reinforced concrete element calculated according to the theory of V.I. Murashev) // Izvestiya Orel State Technical University. 2005. No. 3-4. Pp. 49-55.
18. Kolchunov V.I., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Deformation models of reinforced concrete under special influences // Industrial and civil construction. 2018. No. 8. Pp. 54-60.
19. Demyanov A.I., Naumov N.V., Kolchunov V.I. Methodology for determining the parameters of deformation and crack resistance of reinforced concrete composite structures experiencing torsion with bending // Izvestiya vuzov. 2018. No. 7. Pp. 5-16.

Информация об авторах:

Федорова Наталия Витальевна

Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия,
ведущий научный сотрудник НИИСФ РААСН.
E-mail: fenavit@mail.ru

Бушова Олеся Борисовна

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ.
E-mail: bushova96@mail.ru

Колчунов Виталий Иванович

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций.
Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия
член-корреспондент НИИСФ РААСН.
E-mail: asiorel@mail.ru.

Information about authors:

Fedorova Natalia V.

Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences,
Moscow, Russia,
leading researcher of the NIISF RAASN.
E-mail: fenavit@mail.ru

Bushova Olesya B.

Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education «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

Kolchunov Vitaly Iv.

Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education «National Research Moscow State University of
Civil Engineering» (MGSU), Moscow, Russia,
professor of the department of Reinforced Concrete and Stone Structures.
Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences,
Moscow, Russia,
corresponding member of NIISF RAASN.
E-mail: asiorel@mail.ru