

## **СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ**



УДК 624.012.45

А.И. ДЕМЬЯНОВ, С.А. АЛЬКАДИ

### **СТАТИКО-ДИНАМИЧЕСКОЕ ДЕФОРМИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАМЫ ПРИ ИХ СЛОЖНОМ СОПРОТИВЛЕНИИ**

Представлена методика статико-динамического деформирования составных железобетонных элементов фрагмента пространственной железобетонной рамы при сложном напряженно-деформированном состоянии – изгибе с кручением в момент образования пространственной трещины. Напряженное состояние таких элементов моделируется объемными элементами в виде бетонных призм, вырезанных из железобетонной конструкции в окрестностях, прилегающих к пространственной трещине, включающих характерный объем бетона и арматурный стержень. Динамические догрузки в арматуре в момент образования пространственной трещины определены на энергетической основе диаграммным способом. Получено значение коэффициента динамических догрузений в продольной арматуре экспериментальных конструкций пространственных рам на участках напряженно-деформированного состояния – «растяжение – растяжение».

**К л ю ч е в ы е с л о в а:** железобетонные конструкции, изгиб с кручением, расчетные модели, деформирование, коэффициент динамических догрузений, характерные объемные элементы.

**DOI 10.32683/0536-1052-2018-719-11-20-33**

**Постановка задачи.** Рассматривается сложное сопротивление железобетонных элементов пространственных каркасов зданий в запредельных состояниях, вызванных особым аварийным воздействием – исключением одного из несущих элементов конструктивной системы. При данном воздействии зависимости [1, 2] для оценки напряженно-деформированного железобетонного элемента при сложном сопротивлении – кручении с изгибом обобщаются на случай статико-динамического нагружения таких элементов. (Здесь и далее под термином «статико-динамическое нагружение» будем понимать двухэтапное нагружение конструктивного элемента: на первом этапе – статической нагрузкой заданного уровня, на втором – догружение элемента ударной нагрузкой.)

© Демьянов А.И., Алькади С.А., 2018

Актуальность решения задачи связана с изучением проблемы живучести и защиты пространственных железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем зданий в запредельных состояниях от прогрессирующего обрушения [3–5].

**Исходные предпосылки.** Рассматривается конструкция испытанного ранее фрагмента пространственного каркаса здания, ригели которого имеют составное (P-1, P-3) и сплошное (P-2, P-4) сечение (рис. 1, а, б). Длина большого пролета А-В равна 2,4 м, длина меньшего пролета 1-3 – 1,8 м.

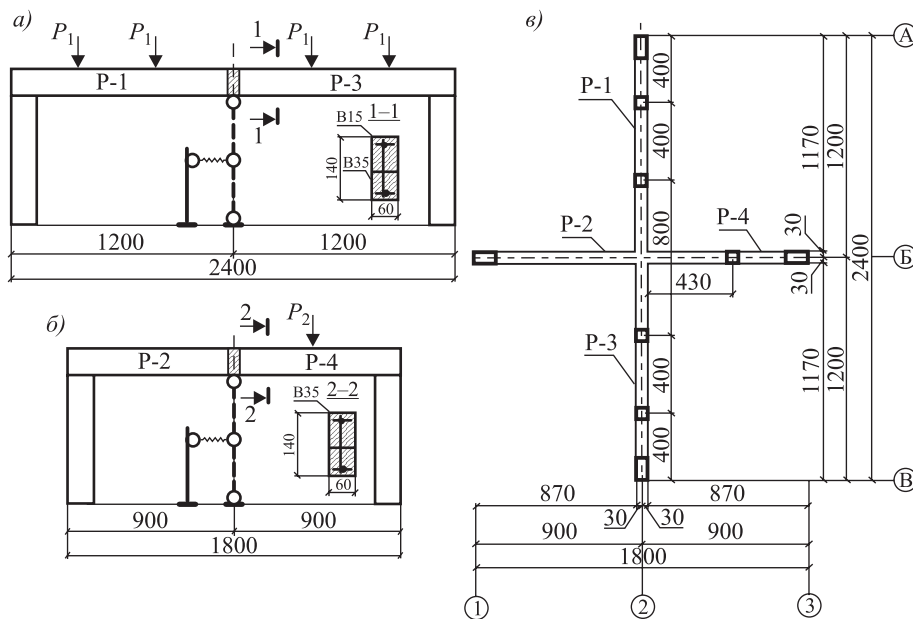


Рис. 1. Схема конструкции фрагмента железобетонной рамы по оси А-В (а); по оси 1-3 (б) и в плане (в)

Ригели рамы пролета А-В (P-1, P-3), монолитно соединенные между собой, выполнены из двух бетонов: нижний элемент сечением 60×60 мм из бетона класса В-35, верхний элемент сечением 80×60 мм из бетона класса В-15 (сечение 1-1). В нижней зоне сечения ригеля установлен арматурный стержень периодического профиля диаметром 8 мм класса А500С, а в верхней зоне – из гладкой проволоки диаметром 3 мм из материала Ст3. Поперечная арматура ригеля выполнена из проволоки диаметром 1,5 мм и установлена в четвертях пролета симметрично с двух сторон от опор. Ригели пролета 1-3 (P-2, P-4) выполнены из одного бетона класса В35 с аналогичным армированием (сечение 2-2).

Простое нагружение конструкции фрагмента пространственной рамы выполнялось двумя сосредоточенными силами ( $P_1$ ,  $P_2$ ) в каждом пролете, приложенными таким образом, чтобы составные ригели испытывали сложное сопротивление – изгиб с кручением. Результаты первого этапа экспериментальных исследований были представлены в работах [6, 7].

Для определения напряженного состояния изгиба с кручением проводился второй этап испытаний [8]. На сплошной ригель Р-4 были установлены специальные металлические захваты, на концах которых фиксировалась распределительная траверса в центральной части ригеля Р-4 (рис. 1, в), разделяющая нагрузку на пару сил, приложенных с заданным эксцентриситетом.

Статическая нагрузка прикладывалась к ригелям Р-1, Р-3 и Р-4 в виде трех пар сосредоточенных сил (см. рис. 1). Методика и основные результаты этих исследований приведены в работе [5].

Для аналитической оценки динамического догружения при мгновенном выключении из работы отдельного элемента (центральной стойки) рассматриваемой расчетной схемы (рис. 2, а) принято ряд известных [9, 10] и дополнительных предпосылок статико-динамического деформирования, касающихся сложнапряженного состояния железобетона:

- под мгновенным разрушением элемента из двухкомпонентного нелинейно (упруго)-хрупкопластического материала будем понимать разрушение, продолжительность реализации которого исчисляется десятками и сотыми долями секунды;
- при трещинообразовании моделирование разрушения бетонной матрицы двухкомпонентного (железобетонного) элемента представительного объема выполняется на энергетической основе [9];
- теоретическая диаграмма статико-динамического состояния арматуры в двухкомпонентном материале (железобетоне) до наступления текучести принимается линейной (рис. 2, б);

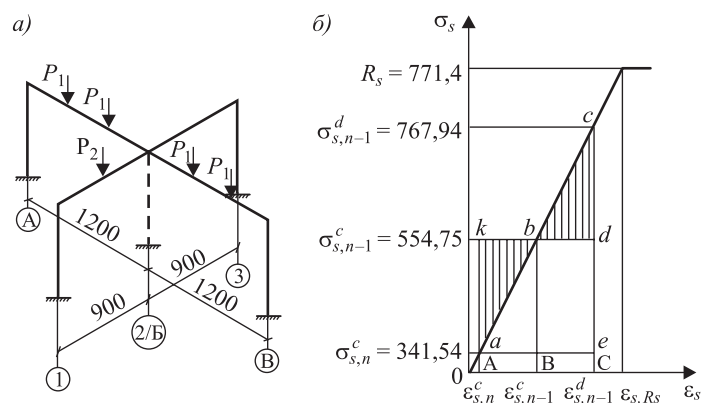


Рис. 2. Расчетная схема (а) и диаграмма состояния для расчета динамических догрузений в арматуре представительного объема до и после трещинообразования в бетонной матрице в зоне с напряженно-деформированным состоянием «растяжение – растяжение» (б)

- для оценки сложного напряженно-деформированного состояния – кручения с изгибом вводятся представительные железобетонные объемы (модели деформирования второго уровня, длины которых соизмеримы с расстоянием между трещинами  $l_{crс}$ ) в виде характерных железобетонных призм [11],

включающих арматурный стержень и бетонную оболочку. Напряженное состояние призм определяется зоной их расположения в объеме сложно-напряженной конструкции (рис. 3, а);

– при сложном напряженно-деформированном состоянии кручения с изгибом в сечениях предлагаемых для исследования моделей второго уровня в виде железобетонной призмы (представительного объема) влияние внутренних напряжений в представительных объемах железобетонных призм учитывается интегрально, через специально построенную расчетную модель первого уровня (см. рис. 2, а), моделирующую пространственное сечение с возникающими в нем внутренними усилиями. Характер этого влияния выражается в представительном объеме (модели второго уровня) через такие параметры, как расстояние между пространственными трещинами ( $l_{crс}$ ), напряжение в арматуре исследуемой зоны  $\sigma_{s,n-1}^c$  и  $\sigma_{s,n-1}^d$  в стадии II, а также в определении напряженного состояния в представительном объеме характерных железобетонных призм в стадии Ia.

**Определение динамических догрузений в арматуре сложнонапряженного элемента.** Для оценки сложного сопротивления конструкции сплошного ригеля при его статико-динамическом деформировании и образовании пространственной трещины используется двухуровневая расчетная модель. Модель деформирования второго уровня включает представительный объем железобетона, содержащий арматурный стержень рабочей продольной арматуры и бетонную матрицу в виде призмы (рис. 3, а). Геометрические размеры бетонной призмы зависят от высоты защитного слоя бетона для арматуры ( $h_i$ ), расстояния между трещинами ( $l_{crс}$ ), а также от ширины сечения конструкции ( $b/2$ ). Так, для рассматриваемой конструкции ригеля опытной рамы назначены следующие характеристики представительного объема I (см. рис. 3, а):  $\bar{l}_{crс} = 50$  мм,  $\bar{h} = 20$  мм,  $\bar{b} = 20$  мм.

Динамические напряжения в арматуре после хрупкого разрушения бетонной призмы (представительного объема)  $\sigma_{s,n-1}^d$  и соответствующие им относительные деформации в сечении с трещиной в течение первого полупериода ее колебаний будут превышать аналогичный параметр, который имел бы место в рассматриваемой двухкомпонентной системе, если бы переход двухкомпонентной  $n$ -системы в однокомпонентную систему ( $n-1$ ) осуществлялся не в результате мгновенного разрушения сечения с трещиной, а путем его медленного принудительного разгрузки от некоторого значения предельного напряжения, воспринимаемого растянутым бетоном, до нуля.

При неизменной внешней нагрузке на систему ( $\eta = \eta_k = \text{const}$ ) и медленном принудительном переводе системы  $n$  в систему ( $n-1$ ) напряжения в арматуре  $\sigma_{s,n-1}^c$  и соответствующие им относительные деформации в сечении с трещиной железобетонной конструкции равнялись бы соответствующим значениям напряжений и деформаций в исходной нелинейно-упругохрупкой системе с заранее удаленной частью сечения (трещиной) при медленном статическом возрастании параметра  $\eta$  от нуля до  $\eta_k$  ( $\eta$  – коэффициент, учитывающий многоуровневый процесс появления трещин).

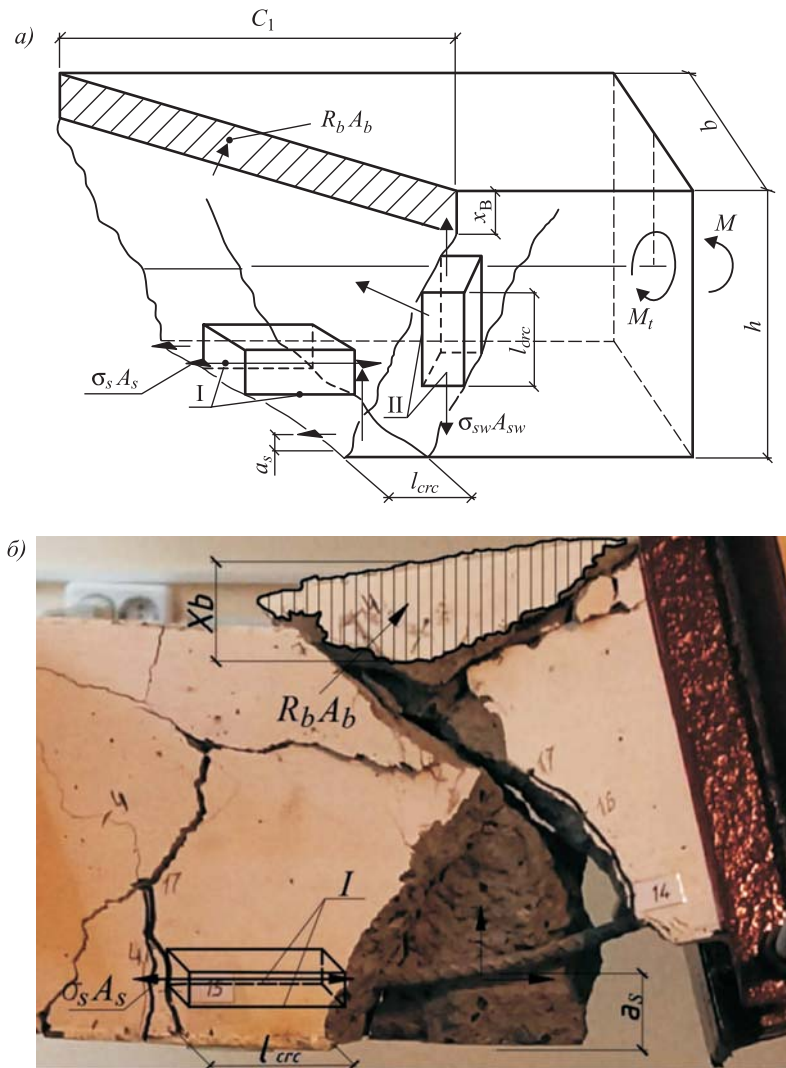


Рис. 3. Исследуемый фрагмент модели первого уровня с представительным объемом (бетонными призмами I и II) в зонах с напряженно-деформированным состоянием «растяжение–растяжение» со сдвигом в окрестности пространственной трещины  
*a* – теоретическая схема трещинообразования; *б* – опытная схема трещинообразования

Перед образованием трещины в сечениях железобетонной конструкции имеет место стадия напряженно-деформированного состояния Ia (рис. 4, *a*). Растягивающие напряжения в бетоне  $\sigma_{bt}$  приближаются к пределу прочности при растяжении  $R_{bt}$ . В растянутой зоне сечения деформации удлинения бетона достигают предельных значений  $\varepsilon_{bt,u}$ .

Продольная сила, вызывающая образование трещин в представительном объеме – железобетонной призме, определяется из уравнения равновесия проекций всех сил на ось  $X$ , равных нулю,  $\sum X = 0$ :

$$-N_{bt,n}^c - N_{s,n}^c - \omega_{\tau,up} \tau_{1,up} \bar{l}(\bar{b} + \bar{h}) + \omega_{\tau,d} \tau_{1,d} \bar{l}(\bar{b} + 0,5\bar{h}) + N_n^c = 0; \quad (1)$$

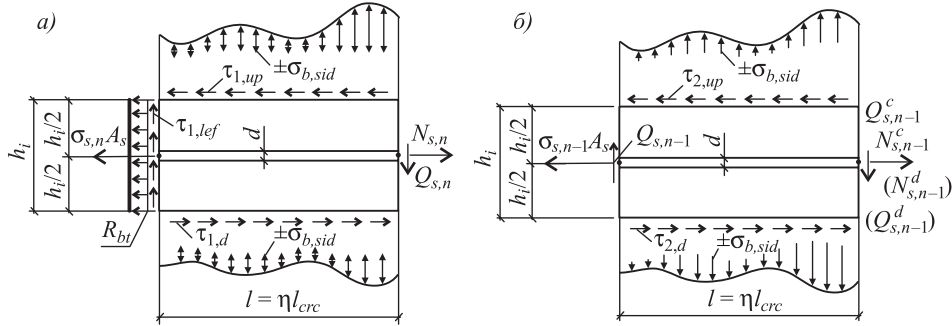


Рис. 4. Расчетные модели второго уровня (представительный объем – бетонные призмы) статико-динамического деформирования железобетона в окрестности пространственной трещины при изгибе с кручением

а – схема усилий в бетоне и арматуре в сечениях представительных объемов в стадии Ia;  
б – то же, в стадии II

$$-R_{bt} \bar{b} \bar{h} - \sigma_{s,n}^c A_s - (\omega_{\tau,up} \tau_{1,up} - \omega_{\tau,d} \tau_{1,d}) \bar{l} (\bar{b} + 0,5 \bar{h}) + N_n^c = 0. \quad (2)$$

Здесь  $\bar{l}$ ,  $\bar{h}$ ,  $\bar{b}$  – длина, высота и ширина рассматриваемой статико-динамической модели второго уровня в виде исследуемого представительного объема, состоящего из бетонной призмы, испытывающей центральное растяжение со сдвигом, и арматурного стержня, расположенного вдоль ее геометрической оси;

$\sigma_{s,n}^c = 2\alpha R_{bt}$ , а  $\sigma_{s,n}^c$  – напряжения в растянутой арматуре перед образованием трещин в стадии Ia;

$\sigma_{bt,n}^c$  – напряжения в растянутом бетоне перед образованием трещин;

$\sigma_{bt,n}^c = R_{bt}$ ;  $\omega_{\tau,up} = \omega_{\tau,d} = \frac{2}{3}$ ;  $\omega_{\tau,up} \tau_{1,up}$  – касательные напряжения на верхней

и боковых поверхностях (от верхней грани до геометрической оси исследуемого представительного объема) в стадии Ia;

$\omega_{\tau,d} \tau_{1,d}$  – касательные напряжения на нижней и боковых поверхностях (от нижней грани до геометрической оси исследуемого представительного объема) в стадии Ia.

Касательные напряжения  $\omega_{\tau,up} \tau_{1,up}$ ,  $\omega_{\tau,d} \tau_{1,d}$  зависят от вида возникающего напряженно-деформированного состояния «растяжение – растяжение», «сжатие – растяжение» и «сжатие – сжатие» и могут изменяться от  $2,2 R_{bt}$  до  $0,5 R_b$  [12].

С учетом принятых обозначений будем иметь

$$-R_{bt} \bar{b} \bar{h} - 2\alpha R_{bt} A_s - (\omega_{\tau,up} \tau_{1,up} - \omega_{\tau,d} \tau_{1,d}) \bar{l} (\bar{b} + 0,5 \bar{h}) + N_n^c = 0. \quad (3)$$

Тогда для продольной силы  $N_n^c$  можно записать

$$N_n^c = R_{bt} \bar{b} \bar{h} + 2\alpha R_{bt} A_s + (\omega_{\tau,up} \tau_{1,up} - \omega_{\tau,d} \tau_{1,d}) \bar{l} (\bar{b} + 0,5 \bar{h}). \quad (4)$$

После образования трещин в сечениях железобетонной конструкции имеет место стадия II напряженно-деформированного состояния. В железобетонном стержне при центральном растяжении со сдвигом трещина распространяется на всю высоту сечения, и все растягивающие усилия в сечении



с трещиной воспринимаются только растянутой арматурой (рис. 4, б). На рисунке показаны нормальные напряжения  $\pm \sigma_{b,sid}$  на боковой поверхности исследуемого представительного объема двухкомпонентного материала. На участке между трещинами сцепление арматуры с бетоном не нарушено, и бетон продолжает работать на растяжение, несколько разгружая арматуру.

Продольная сила, вызывающая образование трещин в стадии II для представительного объема, испытывающего центральное растяжение со сдвигом, определяется из уравнения равновесия, проекций всех сил на ось X, равных нулю ( $\sum X = 0$ ), в сечении с трещиной

$$-\sigma_{s,n-1}^c A_s - (\omega_{\tau,up} \tau_{2,up} - \omega_{\tau,d} \tau_{2,d}) \bar{l}(\bar{b} + 0,5\bar{h}) + N_{n-1}^c = 0. \quad (5)$$

Здесь  $\sigma_{s,n-1}^c$  – напряжения в растянутой арматуре после образования трещин в стадии II;

$\omega_{\tau,up} = \omega_{\tau,d} = \frac{2}{3}$ ;  $\omega_{\tau,up} \tau_{2,up}$  – касательные напряжения на верхней и боковых

поверхностях (от верхней грани до геометрической оси, вырезанного представительного объема) в стадии II;

$\omega_{\tau,d} \tau_{2,d}$  – касательные напряжения на нижней и боковых поверхностях (от нижней грани до геометрической оси, вырезанного представительного объема) в стадии II.

Касательные напряжения  $\omega_{\tau,up} \tau_{2,up}$ ,  $\omega_{\tau,d} \tau_{2,d}$  зависят от вида возникающего здесь напряженно-деформированного состояния «растяжение – растяжение», «сжатие – растяжение» и «сжатие – сжатие» и могут изменяться от  $2,2 R_{bt}$  до  $0,5 R_b$ . При этом  $\omega_{\tau,up} \tau_{2,up}$ , как правило, не равняется  $\omega_{\tau,d} \tau_{2,d}$ .

Из уравнения (5) получим

$$N_{n-1}^c = \sigma_{s,n-1}^c A_s + (\omega_{\tau,up} \tau_{2,up} - \omega_{\tau,d} \tau_{2,d}) \bar{l}(\bar{b} + 0,5\bar{h}). \quad (6)$$

Учитывая, что после образования трещин внешнее продольное усилие  $N_{n-1}^c$  не изменяется, а следовательно, равняется  $N_n^c$  (если бы переход n-системы в систему (n-1) осуществлялся не в результате мгновенного разрушения сечения с трещиной, а путем его медленного принудительного разгрузки), приравняв зависимости (4) и (6), можно записать

$$\begin{aligned} N_n^c = N_{n-1}^c = N_{crc}^c &= R_{bt} \bar{b} \bar{h} + 2\alpha R_{bt} A_s + (\omega_{\tau,up} \tau_{1,up} - \omega_{\tau,d} \tau_{1,d}) \bar{l}(\bar{b} + 0,5\bar{h}) = \\ &= \sigma_{s,n-1}^c A_s + (\omega_{\tau,up} \tau_{2,up} - \omega_{\tau,d} \tau_{2,d}) \bar{l}(\bar{b} + 0,5\bar{h}). \end{aligned} \quad (7)$$

Из уравнения (7) находится неизвестное напряжение  $\sigma_{s,n-1}^c$  в стадии II в растянутой арматуре в сечении с трещиной (при многоуровневом процессе образования трещин – в сечении с трещиной, появляющейся на последующем уровне)

$$\begin{aligned} \sigma_{s,n-1}^c &= \frac{R_{bt} \bar{b} \bar{h} + 2\alpha R_{bt} A_s + (\omega_{\tau,up} \tau_{1,up} - \omega_{\tau,d} \tau_{1,d}) \bar{l}(\bar{b} + 0,5\bar{h})}{A_s} - \\ &\quad - \frac{(\omega_{\tau,up} \tau_{2,up} - \omega_{\tau,d} \tau_{2,d}) \bar{l}(\bar{b} + 0,5\bar{h})}{A_s} \leq R_s. \end{aligned} \quad (8)$$

Теперь, принимая во внимание исследования [9–16], применительно к рабочей арматуре будем иметь (см. рис. 3, б, в)

$$\sigma_{s,n-1}^{\partial} = 2\sigma_{s,n-1}^c - \sigma_{s,n}^c. \quad (9)$$

Подставляя в формулу (9) выражения для определения  $\sigma_{s,n-1}^c$ , полученные из уравнения (8), а также учитывая, что  $\sigma_{s,n}^c = 2\alpha R_{bt}$ , отыскиваем напряжения в арматуре  $\sigma_{s,n-1}^{\partial}$  в сечении с трещиной  $(n-1)$ -раз двухкомпонентной статически неопределимой системы в течение первого полупериода колебаний.

$$\sigma_{s,n-1}^{\partial} = 2 \left( \frac{R_{bt} \bar{b} \bar{h} + 2\alpha R_{bt} A_s + (\omega_{\tau,up} \tau_{1,up} - \omega_{\tau,d} \tau_{1,d}) \bar{l} (\bar{b} + 0,5\bar{h})}{A_s} - \frac{(\omega_{\tau,up} \tau_{2,up} - \omega_{\tau,d} \tau_{2,d}) \bar{l} (\bar{b} + 0,5\bar{h})}{A_s} \right) - 2\alpha R_{bt}, \quad (10)$$

где  $\sigma_{s,n-1}^{\partial}$  – напряжения в растянутой арматуре в сечении с трещиной, которые возникли бы в этой системе, если бы переход  $n$ -системы в систему  $(n-1)$  происходил в результате мгновенного разрушения части сечения, включающего только растянутый бетон.

**Численная реализация.** В качестве примера рассмотрим фрагмент опытной конструкции перекрестных ригелей, в котором сплошной ригель Р-4 подвержен особому воздействию – изгибу с кручением (рис. 5, а). При проведении экспериментальных исследований в нем образовалась пространственная трещина.

Для определения напряженно-деформированного состояния всего фрагмента пространственной рамы на заданном уровне нагружения использована двухуровневая расчетная схема. Расчетная схема первого уровня (см. рис. 5, а) представляет собой систему перекрестных ригелей, жестко закрепленную на опорах (позиции 1–4) в направлениях осей XYZ. Расчетная схема второго уровня (рис. 5, б) – представительный объем: бетонная призма и арматурный стержень, расположенный вдоль его геометрической оси.

1. При расчете приняты следующие исходные данные.

Физико-механические характеристики бетона класса В35.

$$R_b = R_{bn} / (1 - t_{\alpha} v) = 25,5 / (1 - 1,64 \cdot 0,135) = 32,7 \text{ МПа};$$

$$R_{bt} = R_{bt,n} / (1 - t_{\alpha} v) = 19,5 / (1 - 1,64 \cdot 0,135) = 25,04 \text{ МПа};$$

$$v_{bt} = 0,85 - 1; \quad v_{bc} = 0,45; \quad E_b = 34,5 \text{ МПа};$$

$$G = 0,3 E_b = 10,35 \text{ МПа}; \quad E(\lambda) = 0,85 E_b = 29,32 \text{ МПа}.$$

Физико-механические характеристики рабочей продольной арматуры  $\varnothing 8$  А500С.

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s = 500 / (1 - 1,64 \cdot 0,057) = 551 \text{ МПа},$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}, \quad A_s = \pi (0,8)^2 / 4 = 0,503 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$



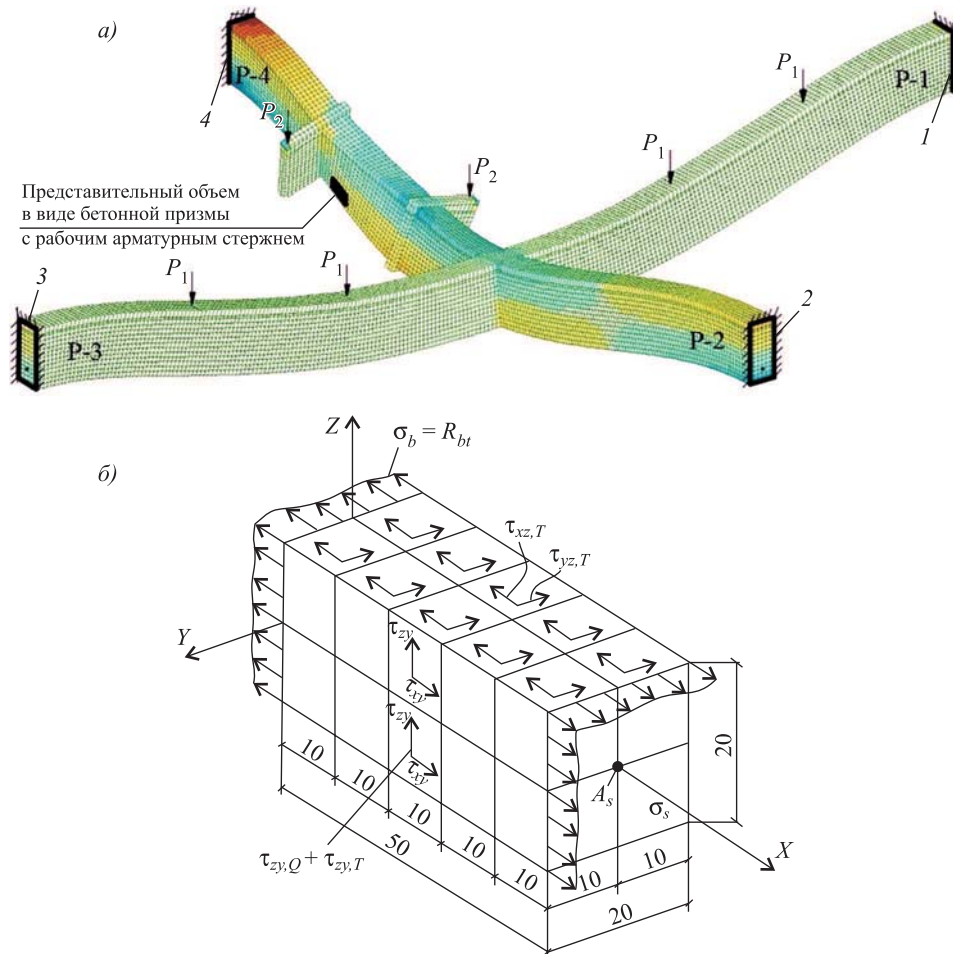


Рис. 5. Модель пространственной системы перекрестных ригелей (а) и представительный объем (бетонная призма) в наиболее напряженной зоне ригеля P-4 (б)

$$\alpha_s = E_s / \nu_{bt} E_{b,1} = 200\,000 / 0,85 \cdot 34\,500 = 6,82;$$

$$A_b = bc = 0,02 \cdot 0,02 = 0,0004 \text{ м}^2.$$

2. По результатам расчета с использованием расчетной модели первого уровня определено напряженно-деформированное состояние фрагмента (см. рис. 5, а), в том числе напряженно-деформированное состояние ригеля P-4, подверженного изгибу с кручением. Для оценки трещинообразования ригеля при изгибе с кручением выделен представительный объем наиболее напряженной части ригеля и построена расчетная схема второго уровня (см. рис. 5, б). Вдоль оси выделенного представительного объема действует напряжение в арматуре  $\sigma_s$ , а по боковой поверхности – сдвигающие силы  $\tau_{zy}$ ,  $\tau_{xy}$ , где  $\tau_{zy} = \tau_{zy,Q} + \tau_{zy,T}$  ( $\tau_{zy,T}$  – касательные напряжения, вызванные крутящим моментом;  $\tau_{zy,Q}$  – касательные напряжения, вызванные поперечной силой).

По торцам призмы в направлении оси арматуры действуют предельные растяжения в бетоне  $R_{bt}$ . Продольные усилия в растянутой рабочей арматуре перед образованием трещины определены по формуле  $\sigma_{s,n}^c = 2\alpha R_{bt}$ :

$$\sigma_{bt,n}^c = R_{bt} = 34,5 \text{ МПа}; \quad \sigma_{s,n}^c = 2\alpha R_{bt} = 2 \cdot 6,82 \cdot 25,04 = 341,54 \text{ МПа}.$$

3. По формуле (8) находится неизвестное статическое напряжение в растянутой арматуре в рассматриваемом представительном объеме в момент образования трещины ( $\sigma_{s,n-1}^c$ ). Уместно заметить, что статическое напряжение в растянутой арматуре в момент образования трещины в представительном объеме  $\sigma_{s,n-1}^c$  определяется с использованием расчетной схемы второго уровня после образования трещин в стадии IIa, в предположении переход из стадии Ia в стадию IIa осуществлялся медленно (плавно) без учета хрупкого разрушения бетонной матрицы. При этом напряженное состояние в самом представительном объеме определяется из расчетной схемы первого уровня на каждом этапе ее нагружения, в том числе в стадиях Ia и IIa (см. рис. 4)

$$\sigma_{s,n-1}^c = \frac{25,04 \cdot 0,02 \cdot 0,02 + 2 \cdot 6,82 \cdot 25,04 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4} + \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{2,2 \cdot (-1,447) \cdot 0,01}{1,5} - \frac{2}{3} \cdot \frac{0,5 \cdot (-2,107) \cdot 0,01}{1,5} \right) \cdot 0,05 \cdot (0,02 + 0,01)}{0,503 \cdot 10^{-4}} - \left( \frac{2}{3} \cdot 2,2 \cdot (-1,447) \cdot 0,01 - \frac{2}{3} \cdot 0,5 \cdot (-2,107) \cdot 0,01 \right) \cdot 0,05 \cdot (0,02 + 0,01) / 0,503 \cdot 10^{-4} = 554,75 \text{ МПа.}$$

4. По формуле (10) вычисляются динамические напряжения в арматуре  $\sigma_{s,n-1}^d$  в произвольном  $k$ -м сечении в течение первого полупериода продольных колебаний арматуры в представительном объеме при динамическом догружении арматуры, вызванном образованием трещины в момент выключения центральной стойки конструкции рассчитываемого фрагмента [7]:

$$\sigma_{s,n-1}^d = 2\sigma_{s,n-1}^c - \sigma_{s,n}^c;$$

$$\sigma_{s,n-1}^d = 2 \cdot 554,72 - 341,5 = 767,94 \text{ МПа} < R_s^d.$$

$$R_s^d = R_s \varphi_s = 551 \cdot 1,4 = 771,4 \text{ МПа,}$$

где  $\varphi_s$  – коэффициент динамического упрочнения стали, определяемый по значению статического прогиба ригеля по приближенной зависимости [13].

5. Для условия напряженно-деформированного состояния «растяжение – растяжение» вычисляется коэффициент динамического догружения рабочей арматуры в зоне I в момент образования трещин при рассматриваемом сложном напряженно-деформированном состоянии

$$\theta = \frac{\sigma_{s,n-1}^d}{\sigma_{s,n-1}^c} = \frac{767,94}{554,75} = 1,384.$$

**Выводы.** На основе полученных результатов экспериментальных исследований сформулированы исходные гипотезы и разработана методика оценки динамических догружений железобетонных элементов сплошного и составного сечения пространственной рамно-стержневой конструктивной системы при сложном сопротивлении этих элементов. В основу предлагаемой

методики положены двухуровневые расчетные схемы и моделирование сложнапряженного состояния элемента в зоне пространственной трещины, специальным образом построенными представительными двухкомпонентными объемными элементами, включающими арматурный стержень и бетонную матрицу.

Численным анализом по предложенной методике применительно к испытанному фрагменту пространственной железобетонной рамы с ригелями сплошного и составного сечения показано, что при особом аварийном воздействии и сложном напряженно-деформированном состоянии конструктивных элементов рамы в них в момент трещинообразования возникают динамические догружения в арматуре. Эти напряжения соизмеримы с напряжениями в арматуре конструктивных элементов рамно-стержневой системы при ее структурной перестройке от внезапного удаления одной из несущих конструкций при аварийном воздействии [9, 10] и должны учитываться при проектировании защиты рассматриваемых конструктивных систем зданий от прогрессирующего обрушения.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Колчунов В.И., Сафонов А.Г. Построение расчета железобетонных конструкций на кручение с изгибом // Изв. Орлов. гос. техн. ун-та. 2008. № 4. С. 7–13.
2. Колчунов В.И., Сафонов А.Г. Сложное сопротивление сжатой зоны бетона железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Изв. Орлов. гос. техн. ун-та. Сер. «Строительство. Транспорт». 2009. № 1. С. 38–42.
3. Колчунов В.И., Федорова Н.В. Некоторые вопросы проблемы живучести железобетонных конструктивных систем при аварийных воздействиях // Материалы I международной науч.-техн. конф. «Гвоздевские чтения». М.: НИЦ «Строительство», 2017. С. 115–119.
4. Трауш В.И., Федорова Н.В. Расчет параметра живучести рамно-стержневых конструктивных систем // Научный журнал строительства и архитектуры. 2017. № 1. С. 21–28.
5. Шапиро Г.И., Гасанов А.А. Численное решение задачи устойчивости панельного здания против прогрессирующего обрушения // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2016. Vol. 12, iss. 2. P. 158–166.
6. Колчунов В.И., Осовских Е.В., Алькади С.А. Экспериментальные исследования фрагмента каркаса многоэтажного здания с железобетонными элементами составного сечения // Строительство и реконструкция. 2016. № 6. С. 13–21.
7. Алькади С.А., Демьянов А.И., Осовских Е.В. Экспериментальные исследования живучести фрагмента каркаса здания с железобетонными составными элементами, работающими на изгиб с кручением // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 5. С. 72–80.
8. Демьянов А.И., Алькади С.А. Экспериментально-теоретические исследования статико-динамического деформирования пространственной железобетонной рамы со сложнапряженными ригелями сплошного и составного сечения // Пром. и гражд. стр-во. 2018. № 6. С. 44–51.
9. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В. и др. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях: моногр. М.: Изд-во АСВ, 2004. 216 с.

10. Гениев Г.А., Ключева Н.В. Экспериментально-теоретические исследования неразрезных балок при аварийном выключении из работы отдельных элементов // Изв. вузов. Строительство. 2000. № 10. С. 24–26.
11. Демьянов А.И., Колчунов Вл.И., Сальников А.С., Михайлов М.М. Расчетные модели статико-динамического деформирования железобетонной конструкции при кручении с изгибом в момент образования пространственной трещины // Строительство и реконструкция. 2017. № 3. С. 13–21.
12. Колчунов Вл.И., Яковенко И.А. Расчетная модель статико-динамического деформирования железобетонных изгибаемых конструкций в момент разрушения бетонной растянутой матрицы // Вісник Кременчуцького національного університету імені Михайла Остроградського. 2016. Вип. 3, ч. 1. С. 56–62.
13. Колчунов В.И., Ключева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: Изд-во АСВ, 2014. 208 с.
14. Salnikov A., Kolchunov Vl., Yakovenko I. The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending // Applied Mechanics and Materials Vols. 2015. Vol. 725–726. P. 784–789.
15. Thomas Adheena, Hameed Afia S. An experimental study on combined flexural and torsional behaviour of RC beams // International Research Journal of Engineering and Technology. 2017. Vol. 04, Iss. 05. Pp. 1367–1370.
16. Jariwala Vishnu H., Patel Paresh V., Purohit Sharadkumar P. Strengthening of RC beams subjected to combined torsion and bending with GFRP composites // Procedia Engineering. 2013. Vol. 51. P. 282–289.

**Демьянов Алексей Иванович**, канд. техн. наук, доц.  
Юго-Западный государственный университет, г. Курск  
**Алькади Светлана Алексеевна**, ассист.  
Юго-Западный государственный университет, г. Курск

Получено после доработки 15.10.18

**Demyanov Aleksey Ivanovich**, PhD, Ass. Professor  
Southwest State University, Kursk, Russia  
**Alkadi Svetlana Alekseevna**, Assistant  
Southwest State University, Kursk, Russia

## **STATIC-DYNAMIC DEFORMATION OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS OF THE SPATIAL FRAME AT THEIR COMPLEX RESISTANCE**

The article presents the method of static-dynamic deformation of the composite reinforced concrete elements of the fragment of the spatial reinforced concrete frame in a complex stress-strain state-bending with torsion at the time of formation of a spatial crack. The stress state of such elements is modeled by volume elements in the form of concrete prisms carved from a reinforced concrete structure in the vicinity adjacent to the spatial crack, including the characteristic volume of concrete and reinforcing bar. Dynamic overloads in the reinforcement at the time of formation of the spatial crack are taken into account on an energy basis by a diagram method. The values of the coefficients of dynamic loads in the longitudinal reinforcement of experimental structures of spatial frames in the areas of stress-strain state – "tension–tension".

**Key words:** reinforced concrete structure, bending with torsion, computational model, deformation, factor dynamic effects, characteristic volume elements.

REFERENCES

1. Kolchunov V.I., Safonov A.G. Postroenie rascheta zhelezobetonnykh konstruksiy na kruchenie s izgibom [Construction of reinforced concrete constructions in torsion with bending]. *Izvestiya Orlovskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta* [News of Orel State Technical University]. 2008. No. 4. Pp. 7–13. (in Russian)
2. Kolchunov V.I., Safonov A.G. Slozhnoe soprotivlenie szhatoy zony betona zhelezobetonnykh konstruksiy pri kruchenii s izgibom [Complex resistance of the compressed zone of concrete of reinforced concrete structures at torsion with bend]. *Izvestiya Orlovskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. Seriya «Stroitel'stvo. Transport»* [News of Orel State Technical University. Series «Construction. Transport»]. 2009. No. 1. Pp. 38–42. (in Russian)
3. Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Nekotorye voprosy problemy zhivuchesti zhelezobetonnykh konstruktivnykh sistem pri avariynykh vozdeystviyakh [Some questions of the problem of survivability of reinforced concrete structural systems under emergency conditions]. *Materialy I mezhdunarodnoy nauch.-tekhn. konf. «Gvozdevskie chteniya»*. [Proceedings of the I international scientific.-tech. Conf. «Gvozdev readings»]. Moscow, 2017. Pp. 115–119. (in Russian)
4. Travush V.I., Fedorova N.V. Raschet parametra zhivuchesti ramno-sterzhnevyykh konstruktivnykh sistem [To calculate the survivability of frame and truss structural systems]. *Nauchnyy zhurnal stroitel'stva i arkhitektury* [Scientific journal of civil engineering and architecture]. 2017. No. 1. Pp. 21–28. (in Russian)
5. Shapiro G.I., Gasanov A.A. Chislennoe reshenie zadachi ustoychivosti panel'nogo zdaniya protiv progressiruyushchego obrusheniya [Numerical solution of the problem of stability of a panel building against progressive collapse]. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2016. Vol. 12, iss. 2. Pp. 158–166. (in Russian)
6. Kolchunov V.I., Osovskikh E.V., Alkadi S.A. Eksperimental'nye issledovaniya fragmenta karkasa mnogoetazhnogo zdaniya s zhelezobetonnyimi elementami sostavnogo secheniya [Experimental studies of a fragment of the frame of a multi-storey building with reinforced concrete elements of the composite section]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya* [Construction and reconstruction]. 2016. No. 6. Pp. 13–21. (in Russian)
7. Alkadi S.A., Demyanov A.I., Osovskikh E.V. Eksperimental'nye issledovaniya zhivuchesti fragmenta karkasa zdaniya s zhelezobetonnyimi sostavnymi elementami, rabotayushchimi na izgib s krucheniem [Experimental studies of the survivability of a fragment of a building frame with reinforced concrete components working on a bend with torsion]. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzheniy* [Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings]. 2017. No. 5. Pp. 72–80. (in Russian)
8. Demyanov A.I., Alkadi S.A. Eksperimental'no-teoreticheskie issledovaniya statiko-dinamicheskogo deformirovaniya prostranstvennoy zhelezobetonnoy ramy so slozhnonapryazhennymi rigelyami sploshnogo i sostavnogo secheniya [Experimental-theoretical studies of static-dynamic deformation of a spatial reinforced concrete frame with complex-stressed beams of solid and composite cross-sections]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and civil engineering]. 2018. No. 6. Pp. 44–51. (in Russian)
9. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. et al. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstruksiy pri zaproektnykh vozdeystviyakh: monografiya [Strength and deformability of reinforced concrete structures under beyond design impacts]. Moscow, 2004. 216 p. (in Russian)

10. Geniev G.A., Klyueva N.V. Eksperimental'no-teoreticheskie issledovaniya nerazreznykh balok pri avariynom vyklyuchenii iz raboty otdel'nykh elementov [Experimental and theoretical studies of continuous beams in emergency shutdown of individual elements]. Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo [News of Higher Educational Institutions. Construction]. 2000. No. 10. Pp. 24–26. (in Russian)
11. Demyanov A.I., Kolchunov V.I., Sal'nikov A.S., Mikhaylov M.M. Raschetnye modeli statiko-dinamicheskogo deformirovaniya zhelezobetonnoy konstruksii pri kruchenii s izgibom v moment obrazovaniya prostranstvennoy treshchiny [Computational model static and dynamic deformation of reinforced concrete constructions in torsion with bending at the time of formation of the spatial crack]. Stroitel'stvo i rekonstruksiya [Construction and reconstruction]. 2017. No. 3. Pp. 13–21. (in Russian)
12. Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. Raschetnaya model' statiko-dinamicheskogo deformirovaniya zhelezobetonnykh izgibaemykh konstruksiy v moment razrusheniya betonnoy rastyanutoy matritsy [Calculation model of static-dynamic deformation of reinforced concrete structures at the time of destruction of concrete stretched matrix]. Visnik Kremenchuts'kogo natsional'nogo universitetu imeni Mikhayla Ostrograds'kogo [Bulletin of Kremenchug national University named after Mikhail Ostrogradsky]. 2016. No. 3. P. 1. Pp. 56–62.
13. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.B., Bukhtiyarova A.S. Zhivuchest' zdaniy i sooruzheniy pri zaproektnykh vozdeystviyakh [The survivability of buildings and structures under beyond-design impacts]. Moscow, 2014. 208 p. (in Russian)
14. Salnikov A., Kolchunov V.I., Yakovenko I. The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending. Applied Mechanics and Materials Vols. 2015. Vol. 725–726. Pp. 784–789.
15. Thomas Adheena, Hameed Afia S. An experimental study on combined flexural and torsional behaviour of RC beams. International Research Journal of Engineering and Technology. 2017. Vol. 04, iss. 05. Pp. 1367–1370.
16. Jariwala Vishnu H., Patel Paresh V., Purohit Sharadkumar P. Strengthening of RC beams subjected to combined torsion and bending with GFRP composites. Procedia Engineering. 2013. Vol. 51. Pp. 282–289.