

Т.А. ИЛЬЮЩЕНКО^{1,2}, Н.В. ФЕДОРОВА^{2,3}¹ФГБОУ ВО «Юго-западный государственный университет», г. Курск, Россия²ФГБУ «Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук», г. Москва, Россия³ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

КРИТЕРИЙ ДИНАМИЧЕСКОЙ ПРОЧНОСТИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ СЛОЖНОМ СОПРОТИВЛЕНИИ

Аннотация. Приведены критерии динамической прочности и критерия трещиностойкости для характерного плосконапряженного железобетонного элемента с предварительно напряженной арматурой в одном из направлений. Критерии построены обобщением теории пластичности бетона и железобетона Г.А. Гениева на область существования растягивающих напряжений: «растяжение-растяжение» и «сжатие-растяжение». В общем виде условие трещиностойкости и прочности предварительно напряженного железобетонного плосконапряженного элемента представлены в виде эллипса в координатах главных напряжений. При этом в отличие от критерия трещиностойкости плоского ненапряженного элемента главные оси эллипса не проходят через начало координат. Даны результаты сравнительного анализа расчетных и опытных данных трещиностойкости и прочности для предварительно напряженного железобетона приопорной зоны ригеля монолитной железобетонной рамы, испытанной на заданную проектную нагрузку и особое динамическое воздействие.

Ключевые слова: предварительное напряжение, железобетонный каркас здания, трещиностойкость, прочность, особое воздействие.

Т.А. ILIUSHCHENKO^{1,2}, N.V. FEDOROVA^{2,3}¹South West State University, Kursk, Russia²Research Institute of Building Physics of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia³Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

DYNAMIC STRENGTH CRITERIA OF PRESTRESSED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH COMBINED STRENGTH

Abstract. Dynamic strength criteria and crack resistance criteria are given for a typical plane-stressed reinforced concrete element with prestressed reinforcement in one direction. The criteria are constructed by generalizing the theory of plasticity of concrete and reinforced concrete G.A. Geniev on the area of existence of tensile stresses: "tension- tension" and "compression- tension". In general terms, the crack resistance condition and strength condition of a prestressed reinforced concrete plane-stressed element are presented in the form of an ellipse in the coordinates of the main stresses. In this case, in contrast to the criteria of crack resistance of a flat unstressed element, the principal axes of the ellipse don't pass through the origin. The results of a comparative analysis of the calculated and experimental data on crack resistance and strength for prestressed reinforced concrete in the support zone of the beam of a monolithic reinforced concrete frame tested for a given design load and a special dynamic effect are given.

Keywords: prestressing, reinforced concrete building frame, crack resistance, strength, special impact.

Введение

– Актуальность проблемы защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в последние два-три десятилетия не становится менее значимой, не смотря на то, что во многих странах, включая Россию, решение этой проблемы переведено в ранг нормативных документов [1-4]. Многие задачи этой проблемы остаются не изученными, из-за чего известные способы защиты крайне ограничены, а существующие требуют всесторонней проверки, в том числе экспериментальной [5-13]. Одним из эффективных способов такой защиты для железобетонных каркасов многоэтажных зданий может стать применение предварительного напряжения ригелей над первым, а в некоторых случаях, и над другими этажами здания [14-17]. В связи с этим возникает необходимость в решении ряда теоретических задач, одной из которых является задача по определению критерия динамической прочности и критерия трещиностойкости плосконапряженного железобетонного элемента с предварительно напряженной арматурой. Такими элементами моделируются приопорные, наиболее напряженные, зоны ригелей, где действуют максимальные поперечные силы и изгибающие моменты, приопорные зоны пологих железобетонных оболочек и др. конструкций. Кроме того, при применении предварительного напряжения для защиты от прогрессирующего обрушения возникает задача назначения предельной величины начального контролируемого напряжения, которое исключило бы разрыв арматуры при изменении силовых потоков при внезапном удалении в конструктивной системе одной из конструкций [18, 19]. В известных отечественных и зарубежных научных публикациях по рассматриваемой проблеме отсутствует решение сформулированных задач. Приведенные авторами экспериментальные исследования железобетонных рам, как фрагментов каркасов многоэтажных зданий показали, что способ защиты таких каркасов от прогрессирующего обрушения при рассматриваемых особых воздействиях может быть достаточно эффективным, однако он требует соответствующего расчетного обоснования. В статье приведено аналитическое решение задачи по определению критерия трещиностойкости и критерия прочности нагруженных конструкций с учетом динамических догрузений.

Методика исследований.

Для решения рассматриваемой задачи использована общая деформационная модель теории пластичности бетона и железобетона Г.А. Гениева [20]. В общем виде условие трещиностойкости для предварительно напряженного железобетона при плоском напряженном состоянии в осях ХОУ выраженный через усилия в направлении координатных осей вводя для бетона характеристики динамической прочности, получим условие динамической будет иметь вид (рисунок 1):

$$\bar{N}_x^2 + \bar{N}_y^2 - (N_x \cdot N_y) + 3N_{xy}^2 - (\varphi_b \cdot R_{b,ser} - \varphi_b \cdot R_{bt,ser})(\bar{N}_x + \bar{N}_y) - \varphi_b \cdot R_{b,ser} \cdot \varphi_b \cdot R_{bt,ser} \cdot t = 0, \quad (1)$$

где t - толщина характерного плосконапряженного элемента;

φ_b - коэффициент увеличения динамической прочности бетона, принимаемый в зависимости от средней скорости деформаций бетона (времени действия нагрузки).

В общем случае для анализа направлений образования трещин удобно трещиностойкости железобетонного элемента удобно представить в компонентах главных усилий N_1 и N_2 , для чего выразим компоненты усилий N_x , N_y , N_{xy} через N_1 и N_2 , используя известные зависимости теории упругости между ними при повороте осей:

$$\left. \begin{aligned} N_x &= \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{N_1 - N_2}{2} \cos 2\beta; \\ N_y &= \frac{N_1 + N_2}{2} - \frac{N_1 - N_2}{2} \cos 2\beta; \\ N_{xy} &= \frac{N_1 - N_2}{2} \sin 2\beta, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где β - угол между направлением большего главного нормального усилия N_1 и положительным направлением оси X (см. рисунок 1).

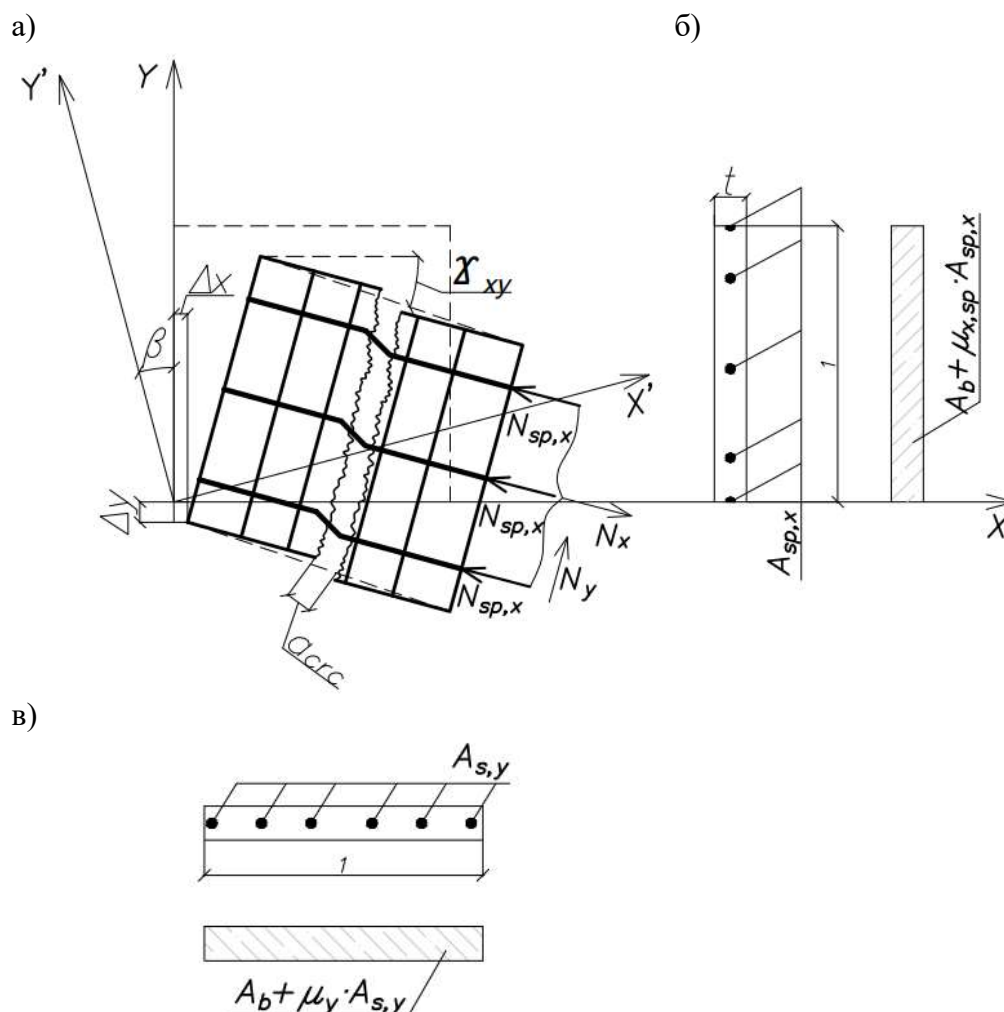


Рисунок 1 - Расчетный предварительно напряженный железобетонный элемент с трещиной:
а - схема армирования и приложенных к элементу усилий;
б - заданное и приведенное эквивалентное сечение по оси x ; в - то же, по оси y

Подставляя (2) в (1), получим условие динамической трещиностойкости характерного плосконапряженного элемента в компонентах главных усилий:

$$N_1^2 - N_1 N_2 + N_2^2 \left[t \cdot \varphi_b (R_{b,ser} - R_{bt,ser}) + \frac{\mu_x + \mu_y}{2} N_{sp,crc} \right] (N_1 + N_2) - 3 \frac{\mu_{x,sp} + \mu_y}{2} N_{sp,crc} (N_1 + N_2) \cos \beta + (\mu_{x,sp}^2 - \mu_{x,sp} \mu_y + \mu_y^2) N_{sp,crc}^2 + t \cdot \varphi_b (R_{b,ser} - R_{bt,ser}) (\mu_{x,sp} + \mu_y) N_{sp,crc} - t \cdot \varphi_b \cdot R_{b,ser} \cdot R_{bt,ser} = 0. \quad (3)$$

Здесь $R_{b,ser}$ - предел прочности при одноосном сжатии и $R_{bt,ser}$ - предел прочности при одноосном растяжении;

$\mu_{x,sp}$ и μ_y - коэффициент армирования в направлении предварительно напряженной арматуры и направлении y , соответственно;

$N_{sp,crc}$ - полное погонное усилие, воспринимаемое предварительно напряженной арматурой в момент образования трещин при расчете по предельным состояниям II группы, которое вычисляется по формуле:

$$N_{sp,crc} = \varphi_b \cdot R_{bt}(A_b + 2\alpha \cdot A_{sp}) + P_{02},$$

где $\alpha = E_s/E_b$;

P_{02} – усилие обжатия бетона с учетом всех потерь предварительного натяжения, определяемое по формуле:

$$P_{02} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2),$$

где σ_1 и σ_2 – первые и вторые потери предварительного натяжения арматуры, определяемые по действующим нормативным документам.

Анализируя приведенное условие трещиностойкости для рассматриваемого предварительно напряженного плосконапряженного элемента (3), можно видеть, что при $\mu_x \neq \mu_y$ виды критерия трещиностойкости зависят от величины угла, составляемого направлением N_1 с направлением армирования. В общем случае, согласно исследований [21] для ненапряженных элементов при $\mu_x \neq \mu_y$ и $|\beta| \neq \pi/4$ условие трещиностойкости (3) в системе координат $N_1 N_2$ представляет собой эллипс, главные оси которого не проходят через начало координат и составляют с направлением N_1 углы $\pi/4$ и $3\pi/4$. При $|\beta| = \pm\pi/4$ большая главная ось эллипса проходит через начало координат системы $N_1 N_2$.

Проанализируем характерные точки полученного критерия трещиностойкости (3), полагая в общем случае, что трещинообразование в характерном элементе может возникать от главных растягивающих напряжений в областях «растяжение-растяжение», «растяжение-сжатие».

Одноосное напряженное состояние: $N_2 = 0, \beta = 0, \mu_y = 0$

$$N_1^2 [t^2 \cdot \varphi_b (R_{b,ser} - R_{bt,ser}) + 2\mu_{x,sp} N_{sp,crc}] N_1 + \mu_{x,sp}^2 N_{sp,crc}^2 + t^2 \cdot \varphi_b (R_{b,ser} - R_{bt,ser}) \mu_{x,sp} N_{sp,crc} - t^2 \cdot \varphi_b \cdot R_{b,ser} \cdot R_{bt,ser} = 0. \quad (4)$$

В случае одноосного сжатия по направлению предварительно напряженной арматуры при $\mu_{x,sp} = \mu > 0$ уравнение (4) определяет соотношение

$$N_1^b = t^2 R_{b,ser} + \mu \bar{N}_{sp,crc} \quad (5)$$

где $\bar{N}_{sp,crc}$ определяется с учетом предельного сопротивления арматуры сжатию в железобетонном элементе в соответствии с действующими нормами [22].

В случае одноосного растяжения при $\mu_{x,sp} = -\mu$

$$N_1^{bt} = -\mu N_{sp,crc}. \quad (6)$$

1. Двухосное напряженное состояние: $N_1 = N_2, \mu_{x,sp} = \mu_y$.

$$N_1^2 - 2(t^2 \cdot \varphi_b (R_{b,ser} - R_{bt,ser}) + \mu_x N_{sp,crc}) N_1 + \mu_x^2 N_{sp,crc}^2 + 2t^2 \cdot \varphi_b (R_{b,ser} - R_{bt,ser}) \mu_x N_{sp,crc} - t^2 \cdot \varphi_b \cdot R_{b,ser} \cdot R_{bt,ser} = 0. \quad (7)$$

В случае двухосного сжатия $\mu_{x,sp} \approx \mu > 0$,

$$N_1 = \sqrt{t^2 \cdot \varphi_b (R_{b,ser}^2 - R_{b,ser} R_{bt,ser} + R_{bt,ser}^2)} + t^2 \cdot \varphi_b (R_{b,ser} - R_{bt,ser}) + \mu \bar{N}_{sp,crc}. \quad (8)$$

В случае двухосного растяжения $\mu_{x,sp} \approx -\mu$

$$N_2 = -\sqrt{t^2 \cdot \varphi_b (R_{b,ser}^2 - R_{b,ser} R_{bt,ser} + R_{bt,ser}^2)} + t^2 \cdot \varphi_b (R_{b,ser} - R_{bt,ser}) - \mu N_{sp,crc}. \quad (9)$$

Чистый сдвиг: $N_1 = -N_2, \mu_{x,sp} = \mu_x = -\mu_y \approx \mu, \beta = 0$

$$N_1^2 - 2\mu N_{sp,crc} N_1 + \mu^2 N_{sp,crc}^2 - \frac{t^2 \cdot \varphi_b R_{b,ser} R_{bt,ser}}{3} = 0, \quad (10)$$

Откуда

$$N_1 = \sqrt{\frac{t^2 \cdot R_{b,ser} R_{bt,ser}}{3}} + \mu N_{sp,crc}; \quad N_2 = -\sqrt{\frac{t^2 \cdot R_{b,ser} R_{bt,ser}}{3}} + \mu N_{sp,crc} \quad (11)$$

При условии $\frac{dN_1}{dN_2} = 0$ из уравнения (2) получаем:

$$N_1 = 2N_2 - t^2 \cdot \varphi_b (R_{b,ser} - R_{bt,ser}) + \frac{\mu_{x,sp} \cdot \mu_y}{2} N_{sp,crc} - 3 \frac{\mu_{x,sp} + \mu_y}{2} N_{sp,crc} \cdot \cos 2\beta = 0, \quad (12)$$

откуда, подставляя это значение в уравнение (6), находим экстремальные значения N_1 и N_2 .

По аналогии с (3) запишем условие динамической прочности для рассматриваемого железобетонного элемента в виде:

$$N_1^2 - N_1 N_2 + N_2^2 \left[t \cdot \varphi_b (R_b - R_{bt}) + \varphi_s \cdot \frac{\mu_{x,sp} + \mu_y}{2} N_{sp} \right] (N_1 + N_2) - 3 \varphi_s \cdot \frac{\mu_{x,sp} + \mu_y}{2} N_{sp} (N_1 + N_2) \cos \beta + \varphi_s \cdot (\mu_{x,sp}^2 - \mu_x \mu_y + \mu_y^2) N_{sp}^2 + t \cdot \varphi_s \cdot \varphi_b (R_b - R_{bt}) (\mu_{x,sp} + \mu_y) N_{sp} - t \cdot \varphi_b \cdot R_b \cdot R_{bt} = 0,$$

где φ_s - коэффициент увеличения динамической прочности арматуры, принимаемый в зависимости от средней скорости деформаций арматуры (времени действия нагрузки);

N_{sp} - предельно допустимое усилие в предварительно напряженной арматуре при расчете по I группе предельных состояний, вычисленное по формуле:

$$N_{sp} = R_s \cdot A_{sp},$$

Рассмотрим частные случаи:

Одноосное напряженное состояние: $N_2 = 0, \beta = 0, \mu_y = 0$

$$N_1^2 [t^2 \cdot \varphi_b (R_b - R_{bt}) + 2\mu_{x,sp} \cdot \varphi_s \cdot N_{sp}] N_1 + \varphi_s \cdot \mu_{x,sp}^2 N_{sp}^2 + t^2 \cdot \varphi_b (R_b - R_{bt}) \cdot \varphi_s \cdot \mu_x N_{sp} - t^2 \cdot R_b \cdot R_{bt} = 0. \quad (13)$$

В случае одноосного сжатия по направлению предварительно напряженной арматуры при $\mu_{x,sp} = \mu > 0$ уравнение (13) определяет соотношение

$$N_1^b = t^2 R_b + \mu \bar{N}_{sp} \quad (14)$$

В случае одноосного растяжения при $\mu_{x,sp} = -\mu$

$$N_1^{bt} = -t^2 R_{bt} - \mu N_{sp}. \quad (15)$$

2. Двухосное напряженное состояние: $N_1 = N_2, \mu_{x,sp} = \mu_y$.

$$N_1^2 - 2(t^2 \cdot \varphi_b (R_b - R_{bt}) + \varphi_s \cdot \mu_x N_{sp}) N_1 + \varphi_s \cdot \mu_x^2 N_{sp}^2 + 2t^2 \cdot \varphi_b (R_b - R_{bt}) \varphi_s \cdot \mu_x N_{sp} - t^2 \cdot \varphi_b \cdot R_b \cdot R_{bt} = 0. \quad (16)$$

В случае двухосного сжатия $\mu_{x,sp} \approx \mu > 0$

$$N_1 = \sqrt{t^2 \varphi_b (R_b^2 - R_b R_{bt} + R_{bt}^2) + t^2 \varphi_b (R_b - R_{bt}) + \varphi_s \mu N_{sp}}. \quad (17)$$

В случае двухосного растяжения $\mu_{x,sp} \approx -\mu$

$$N_2 = -\sqrt{t^2 \cdot \varphi_b (R_b^2 - R_b R_{bt} + R_{bt}^2) + t^2 \varphi_b (R_b - R_{bt}) - \varphi_s \mu N_{sp}}. \quad (18)$$

Чистый сдвиг: $N_1 = -N_2, \mu_x = -\mu_y \approx \mu, \beta = 0$

$$N_1^2 - 2\varphi_s \mu N_{sp} N_1 + \mu^2 \varphi_s N_{sp}^2 - \frac{t^2 \cdot \varphi_b \cdot R_b R_{bt}}{3} = 0, \quad (19)$$

Откуда

$$N_1 = \sqrt{\frac{t^2 \varphi_b R_b R_{bt}}{3}} + \varphi_s \mu N_{sp}; \quad N_2 = -\sqrt{\frac{t^2 \varphi_b R_b R_{bt}}{3}} + \varphi_s \mu N_{sp} \quad (20)$$

При условии $\frac{dN_1}{dN_2} = 0$ получаем:

$$N_1 = 2N_2 - t^2 \varphi_b (R_b - R_{bt}) + \frac{\mu_x \cdot \mu_y}{2} \varphi_s N_{sp} - 3\varphi_s \frac{\mu_x + \mu_y}{2} N_{sp} \cdot \cos 2\beta = 0, \quad (21)$$

Подставляя (21) в уравнение (13), находим экстремальные значения N_1 и N_2 .

Численный анализ. В качестве численного примера рассмотрим определение динамической трещиностойкости приопорной зоны предварительно напряженного железобетонного ригеля конструкции двухпролетной рамы, опалубочная схема и армирование которой представлены на рисунке 2.

Конструкция рамы выполнена из бетона В40. Ригель над первым этажом с целью защиты рамы от прогрессирующего обрушения был выполнен предварительно напряженным в верхней и нижней зонах из арматуры класса А540 одним стержнем диаметром 8 мм в каждой зоне. Такое армирование связано с необходимостью исключения из конструктивной нелинейной системы при особых воздействиях односторонних связей. Поперечная арматура выполнена из проволоки диаметром 4 мм и шагом в приопорной зоне 50 мм. Величина начального контролируемого напряжения $\sigma_{sp} = 514 \text{ МПа}$. Усилие обжатия бетона с учетом всех потерь составляло $P_{02} = 17 \text{ кН}$ на каждый арматурный стержень.

Для оценки трещиностойкости приопорной зоны ригеля выделим характерный элемент с размерами $0,025 \times 0,025 \text{ м}$, в горизонтальном направлении посередине высоты которого проходит предварительно напряженный арматурный стержень (рисунок 3).

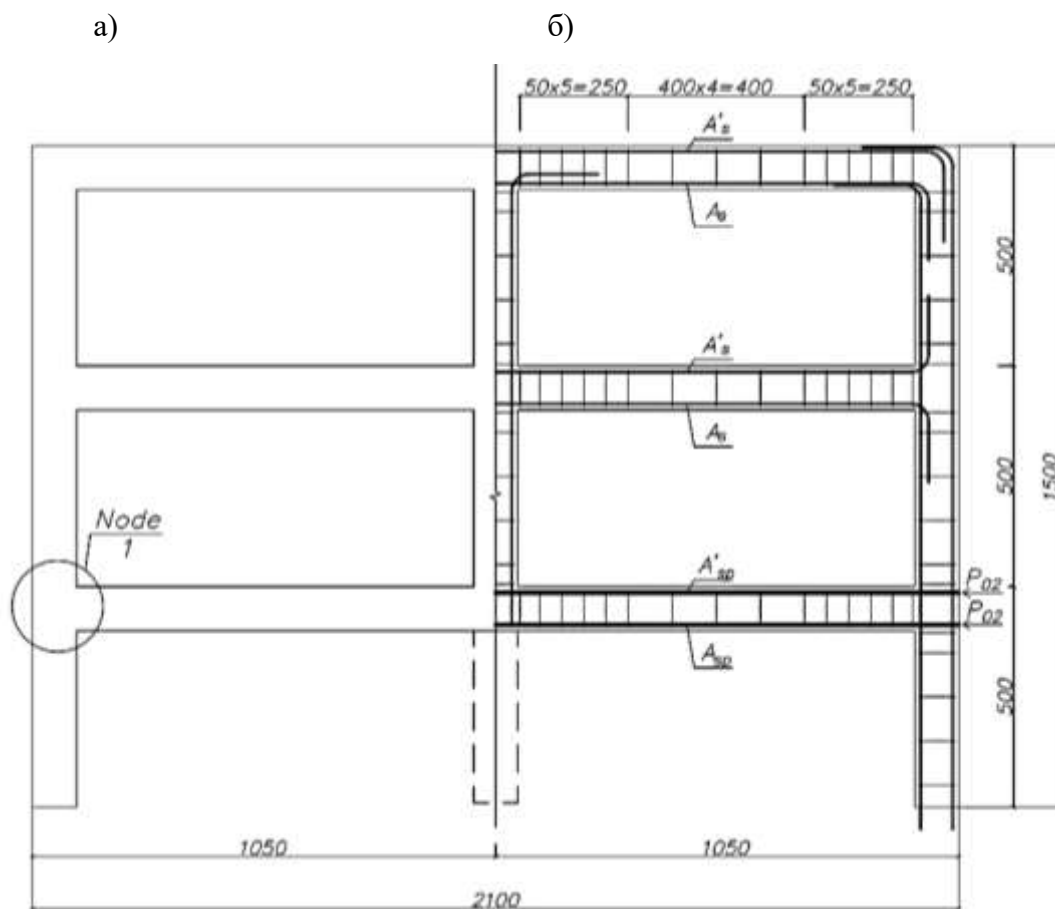


Рисунок 2 - Схема конструкции опытной рамы с предварительно напряженными ригелями: опалубка (а), схема армирования (б)

Результаты проведенных вычислений критерия динамической трещиностойкости по характерным точкам, вычисленным по формулам (4-12) и критерия прочности по характерным точкам, вычисленным по формулам (13-21) графически представлены на рисунке 3. Из рисунка видно, что в отличие от критерия трещиностойкости плоского ненапряженного элемента [21] главные оси эллипса не проходят через начало координат.

Вычисленные по динамическим критериям трещиностойкости направления главных растягивающих напряжений и соответственно главные деформации для рассматриваемого

характерного элемента Э1 (рисунок 4,а) удовлетворительно согласуются с экспериментальными результатами образования этих трещин в характерном элементе ригеля рассматриваемой рамы (рисунок 4,б).

При вычислении критерия динамической трещиностойкости в областях «растяжение-сжатие» и «растяжение-растяжение» (кривые 1,2) - заштрихованные участки, использованы нормативные характеристики железобетона (II группа предельных состояний), а при вычислении динамического критерия прочности обычного и предварительно напряженного железобетона в области «сжатие-сжатие» (кривые 3,4) использованы расчетные характеристики материалов.

В обоих случаях динамическая прочность бетона и арматуры учтена с помощью коэффициентов динамической прочности φ_b и φ_s . При этом время динамического догружения элемента было принято по данным экспериментальных исследований [23].

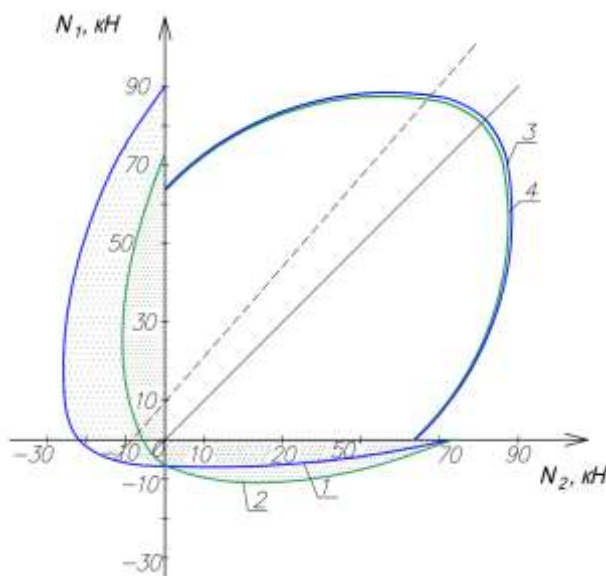


Рисунок 3 - График динамической критерия трещиностойкости и критерия динамической прочности предварительно напряженного (1, 3) и ненапряженного (2, 4) железобетонного элемента рамы Э1 при плоском напряженном состоянии

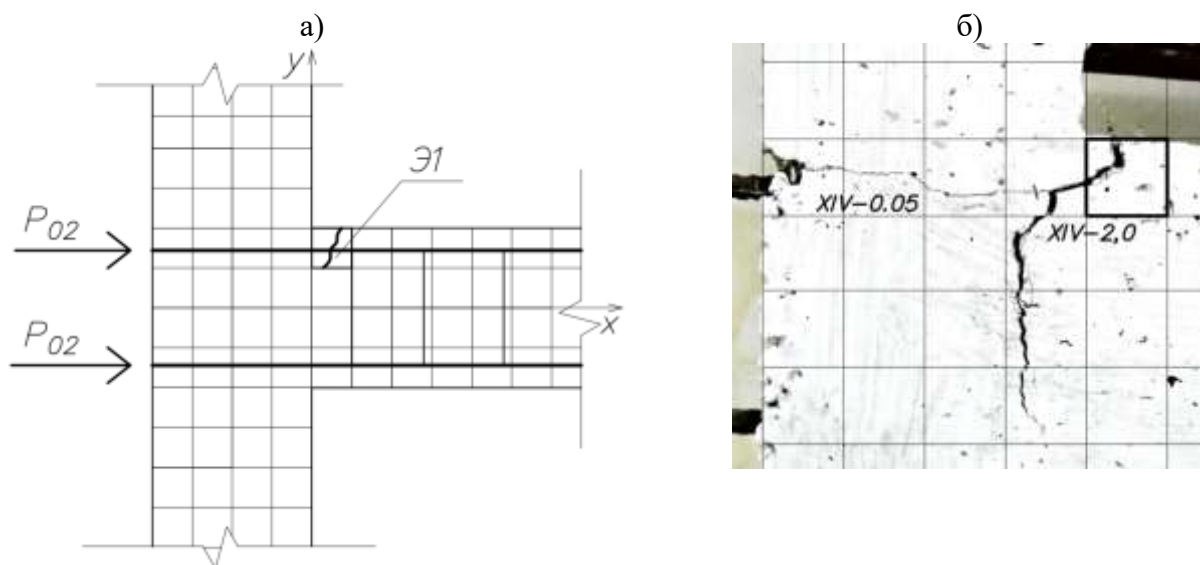


Рисунок 4 - Общий вид картины трещинообразования приопорной зоны ригеля в зоне рассматриваемого характерного элемента Э1: а – эксперимент; б - расчет

Для исключения разрушения характерного элемента из-за разрыва предварительно напряженной арматуры величина начального контролируемого усилия должна быть ограничена [19, 24]. Для этого определим динамическое усилие в предварительно напряженной арматуре в момент образования трещин (рисунок 5):

$$N_{sp}^d = N_{sp} + 2N_b$$

В момент образования трещин полное усилие в выделенном элементе, воспринимаемое бетоном N_b и предварительно напряженной арматурой N_{sp} , определяется как

$$N = N_{sp,crc} = N_{sp} + N_b.$$

Здесь полное усилие, воспринимаемое предварительно напряженной арматурой в этом элементе момент образования трещин составило $N_{sp,crc} = 19,7$ кН. или, переводя в погонное с учетом размеров элемента $N_{sp,crc} = 789$ кН/м.п.

Зная предельно допустимое усилие в предварительно напряженной арматуре при расчете по I группе предельных состояний (N_{sp}), находим динамическое усилие в этой арматуре в момент образования трещин, которое составляет 18,4 кН или погонное, приходящееся на рассматриваемый элемент, равное 736 кН/м.п.

Предельно допустимое усилие в арматуре при коэффициенте надежности II группы

$$\gamma_s=1: [N_{sp}] = R_{s,ser} \cdot \gamma_s \cdot A_{sp} = 27 \text{ кН.}$$

Так как $N_{sp}^d < [N_{sp}]$, то при принятом уровне напряжения разрыв арматуры не произойдет.

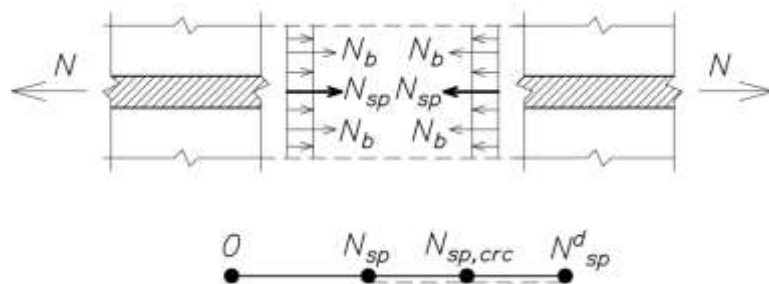


Рисунок 5 - Схема статических и динамических усилий в предварительно напряженном железобетонном элементе в момент хрупкого разрушения бетона

Выводы

1. На основе теории пластичности бетона и железобетона Г.А. Гениева построены критерии динамической прочности и трещиностойкости плосконапряженного железобетонного элемента с предварительно напряженной арматурой на области существования растягивающих напряжений «растяжение-растяжений» и «сжатие-растяжение». Характерные точки на координатных осях критериев получены с учетом требований к физико-механическим характеристикам материалов для первой и второй групп предельных состояний и с учетом увеличения динамической прочности бетона и арматуры при динамических воздействиях.

2. Сформулированные критерии прочности и трещиностойкости могут быть использованы при расчетах прочности и трещиностойкости приопорных зон ригелей рамно-стержневых конструктивных систем многоэтажных зданий, в том числе, и при разработке способов защиты их от прогрессирующего обрушения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения / 385.1325800.2018. СП – М.: Минстрой России, 2018.– 33с.
2. UFC 4-023-03. Unified Facilities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse Text. Department of Defense USA, 2010. 176 p
3. GSA. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance, Washington, D.C., October 2016. 203 p.
4. ДБН В.1.2-14-2009. Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений строительных конструкций и оснований. К.: Минрегионстрой Украины, 2009. 43 с.
5. Ключева Н.В., Кореньков П.А. Методика экспериментального определения параметров живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 2. С. 44-48.
6. Колчунов В.И., Осовских Е.В., Алькади С.А. Деформирование и разрушение железобетонных рамно-стержневых пространственных конструктивных систем многоэтажных зданий в запредельных состояниях // Промышленное и гражданское строительство. 2017. №. 8. С. 73-77.
7. Fedorova N.V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // Journal of Physics: Conference Series. 2019. (1425). C. 012033.
8. Y. Xiao, Y.B. Zhao, F.W. Li, S. Kunnath, H.S. Lew, Collapse test of a 3-story half-scale RC frame structure, Struct. Congr. 2013, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2013. Pp. 11–19.
9. H.M. Elsanadedy, T.H. Almusallam, Y.A. Al-Salloum, H. Abbas, Investigation of precast RC beam-column assemblies under column-loss scenario, Constr. Build. Mater. 142 (2017) 552–571.
10. Huynh C.T., Park J., Kim J. and Hyunhoon Progressive Collapse Resisting Capacity of Reinforced Concrete Beam-Column Sub-Assemblage // Magazine of Concrete Research. 2011. Vol. 63. Issue 4. Pp. 297-310.
11. Yu J., Gan Y.P., Liu J. Numerical study of dynamic responses of reinforced concrete infilled frames subjected to progressive collapse // Advances in Structural Engineering. 2020. C. 1369433220965273
12. Y.-L. Fan, J. Wang, and H.-L. Wang, Experimental study on collapse performance of one-story reinforced concrete frames using external prestressing tendons // Journal of Central South University. 2018. Vol. 49. N. 5. P. 1244–1253.
13. Yi W. J., He Q. F., Xiao Y., Kunnath S. K.: Experimental study on progressive collapse resistant behavior of reinforced concrete frame structures. ACI, 105(4), 2008. Pp. 433.
14. Yang T., Chen W., Han Z. Experimental Investigation of Progressive Collapse of Prestressed Concrete Frames after the Loss of Middle Column //Advances in Civil Engineering. 2020. T. 2020.
15. Qian K., Li Z. Z., Cen F. X., Li B. Strengthening RC Frames against Disproportionate Collapse by Post-Tensioning Strands //Structures Conference 2018: Blast, Impact Loading, and Response; and Research and Education. – Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2018. C. 283-290.
16. Qian K., Li B., Ma J. X. Load-carrying mechanism to resist progressive collapse of RC buildings // Journal of Structural Engineering. 2015. T. 141. №. 2. C. 04014107
17. Fedorova N.V., Iliushchenko T.A. Influence of pre-stressing over parameters of diagram of static-dynamic deformation of RC elements // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. IOP Publishing, 2019. T. 687. №. 3. C. 033033
18. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В. и др. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях: монография. М.: АСВ, 2004. 216 с.
19. Колчунов В.И., Ключева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: АСВ, 2014. 208 с.
20. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1974. 316 с.
21. Kolchunov V.I., Iliushchenko T.A. Crack resistance criterion of plane stress RC elements with prestressed reinforcement // Journal of Physics: Conf. Series, 2020. Vol. 1425. 012095
22. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
23. Ильющенко Т.А., Колчунов В.И., Федоров С.С. Трещиностойкость преднапряженных железобетонных рамно-стержневых конструкций при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2021. № 1(93). С. 74-84.
24. Гениев Г.А. Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов // Бетон и железобетон. 1992. №9. С. 25-27.

REFERENCES

1. SP 385.1325800. 2018. Zashchita zdaniy i sooruzheniy ot progressiruyushchego obrusheniya. Pravila proektirovaniya. Osnovnye polozheniya [Protection of buildings and structures from progressive collapse. Design rules. The main provisions]. M.: Standartinform, 2018. S. 19 (rus)
2. UFC 4-023-03. Unified Facilities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse Text. Department of Defense USA, 2010. 176 p.
3. GSA. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance, Washington, D.C., October 2016, 203 p.
4. DBN V.1.2-14-2009. Obshchiye printsipy obespecheniya nadezhnosti i konstruktivnoy bezopasnosti zdaniy, sooruzheniy stroitel'nykh konstruktsey i osnovaniy [General principles of ensuring the reliability and structural safety of buildings, structures of structures and foundations]. Kiev: Minregionstroy Ukrainy, 2009. 43 p. (ukr)
5. Klyueva N.V., Koren'kov P.A. Metodika eksperimental'nogo opredeleniya parametrov zhivuchesti zhelezobetonnykh ramno-sterzhnevyykh konstruktivnykh sistem [Method of experimental determination of parameters of survivability of reinforced concrete frame-bar structural systems] // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2016. No2. S.44-48. (rus)
6. Kolchunov V.I., Osovskih E.V., Al'kadi S.A. Deformirovanie i razrushenie zhelezobetonnykh ramno-sterzhnevyykh prostranstvennykh konstruktivnykh sistem mnogoetazhnykh zdaniy v zapredel'nykh sostoyaniyakh [Deformation and destruction of reinforced concrete frame-bar spatial structural systems of multi-storey buildings in extreme states] // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2017. №. 8. S. 73-77. (rus)
7. Fedorova N.V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // *Journal of Physics: Conference Series*. – IOP Publishing. 2019. T. 1425. №. 1. C. 012033
8. Y. Xiao, Y.B. Zhao, F.W. Li, S. Kunnath, H.S. Lew, Collapse test of a 3-story half-scale RC frame structure, *Struct. Congr.* 2013, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2013. Pp. 11–19.
9. H.M. Elsanadedy, T.H. Almusallam, Y.A. Al-Salloum, H. Abbas, Investigation of precast RC beam-column assemblies under column-loss scenario // *Constr. Build. Mater.* 142 (2017) 552–571.
10. Huynh C. T., Park, J., Kim J. and Hyunhoon Progressive Collapse Resisting Capacity of Reinforced Concrete Beam-Column Sub-Assemblage // *Magazine of Concrete Research*. 2011. Vol. 63. Issue 4. Pp. 297-310.
11. Yu J., Gan Y. P., Liu J. Numerical study of dynamic responses of reinforced concrete infilled frames subjected to progressive collapse // *Advances in Structural Engineering*. 2020. C. 1369433220965273
12. Y.-L. Fan, J. Wang, and H.-L. Wang, Experimental study on collapse performance of one-story reinforced concrete frames using external prestressing tendons // *Journal of Central South University*. 2018. Vol. 49. No. 5. P. 1244–1253.
13. Yi, W. J., He, Q. F., Xiao, Y., Kunnath, S. K.: Experimental study on progressive collapse resistant behavior of reinforced concrete frame structures // *ACI*, 105(4), 2008. Pp. 433.
14. Yang T., Chen W., Han Z. Experimental Investigation of Progressive Collapse of Prestressed Concrete Frames after the Loss of Middle Column // *Advances in Civil Engineering*. 2020. T. 2020.
15. Qian K., Li Z. Z., Cen F. X., Li B. Strengthening RC Frames against Disproportionate Collapse by Post-Tensioning Strands // *Structures Conference 2018: Blast, Impact Loading, and Response; and Research and Education*. – Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2018. C. 283-290.
16. Qian K., Li B., Ma J. X. Load-carrying mechanism to resist progressive collapse of RC buildings // *Journal of Structural Engineering*. 2015. T. 141. №. 2. C. 04014107
17. Fedorova N.V., Iliushchenko T.A. Influence of pre-stressing over parameters of diagram of static-dynamic deformation of RC elements // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. – IOP Publishing, 2019. T. 687. №. 3. C. 033033.
18. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. i dr. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstrukcij pri zaproektnykh vozdeystviyakh [Strength and deformability of reinforced concrete structures under beyond design basis impacts]. M.: ASV, 2004. 216 s. (rus)
19. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.B., Buhtiyarova A.S. ZHivuchest' zdaniy i sooruzheniy pri zaproektnykh vozdeystviyakh [Survivability of buildings and structures under beyond design basis impact]. M.: ASV, 2014. 208 s. (rus)
20. Geniev G.A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. Teoriya plastichnosti betona i zhelezobetona [The theory of plasticity of concrete and reinforced concrete]. M.: Strojizdat, 1974. 316 s. (rus)
21. Kolchunov V.I., Iliushchenko, T.A. Crack resistance criterion of plane stress RC elements with prestressed reinforcement // *Journal of Physics: Conf. Series*, 2020. Vol. 1425. 012095
22. SP 63.13330.2018. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Osnovnye polozheniya [Concrete and reinforced concrete structures. Basic Provisions.]. M.: Standartinform, 2018. S. 152 (rus)
23. Iliushchenko T.A., Kolchunov V.I., Fedorov S.S. Treshchinostojkost' prednapryazhennykh zhelezobetonnykh ramno-sterzhnevyykh konstrukcij pri osobyykh vozdeystviyakh [Crack resistance of prestressed reinforced concrete frame-rod structures under special influences] // *Stroitel'stvo i rekonstrukciya*. 2021. № 1(93). S. 74-84. (rus)
24. Geniev G.A. Ob ocenke dinamicheskikh effektov v strezhnevyykh sistemakh iz hрупkikh materialov [On the assessment of dynamic effects in rod systems made of brittle materials] // *Beton i zhelezobeton*. 1992. №9. S. 25-27. (rus)

Информация об авторах:

Ильюшенко Татьяна Александровна

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
аспирант кафедры уникальных зданий и сооружений.

Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН Российская Федерация, г. Москва, Россия,
инженер НИИСФ РААСН.

E-mail: tatkhalina93@yandex.ru

Федорова Наталия Витальевна

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия,
доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой АСП, директор филиала НИУ МГСУ в г. Мытищи.

Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН Российская Федерация, г. Москва, Россия,
ведущий научный сотрудник НИИСФ РААСН.

E-mail: FedorovaNV@mgsu.ru

Information about authors:

Iliushchenko Tatiana A.

Southwest State University, Kursk, Russia,
postgraduate student of unique buildings and structures.

Research Institute of Building Physics of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow,
Russia,
engineer.

E-mail: tatkhalina93@yandex.ru

Fedorova Natalia V.

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russia,
doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Architectural and Construction Design, Director of
the branch of Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU) in Mytishchi.
Research Institute of Building Physics of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow,
Russia,
leading researcher.

E-mail: FedorovaNV@mgsu.ru