

Н.Б. АНДРОСОВА^{1,3}, В.И. КОЛЧУНОВ^{2,3}

¹ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел, Россия

²ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

³ФГБУ «Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук», г. Москва, Россия

ЖИВУЧЕСТЬ РАМНО-СТЕРЖНЕВОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ В ЗАПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЯХ

Аннотация. Изложены методика и алгоритм расчета параметров живучести длительно деформируемого железобетонного каркаса здания в предельных состояниях. Аналитические зависимости для определения значения меры ползучести приняты в соответствии с использованием приближенных зависимостей из рекомендаций НИИЖБ. На этой основе предложена методика определения изгибной жесткости поперечного сечения элементов каркаса. Сформулирован деформационный критерий особого предельного состояния с учетом неравновесных процессов длительной деформации элементов конструктивной системы. Приведены результаты численного анализа потенциала живучести длительно деформируемого железобетонного каркаса при внезапном удалении одного из конструктивных элементов с учетом предыстории длительного деформирования рассматриваемого каркаса здания при эксплуатационной нагрузке. Определена экспозиция живучести конструктивной системы с момента ее нагружения до превращения в кинематически изменяемую систему.

Ключевые слова: прогрессирующее обрушение, потенциал живучести, железобетонные конструкции, ползучесть, особое воздействие.

N.B. ANDROSOVA^{1,3}, V.I. KOLCHUNOV^{2,3}

¹Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia

²Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

³Research Institute of Building Physics of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia

SURVIVABILITY OF THE FRAME-ROD REINFORCED CONCRETE BUILDING FRAMEWORK IN ACCIDENTAL ACTION

Abstract. A methodology and an algorithm for calculating the survivability parameters of a long-term deformable reinforced concrete building frame in extreme states are presented. Analytical dependencies for determining the value of the creep measure are taken in accordance with the use of approximate dependencies from the recommendations of the NIIZHB. On this basis, a method is proposed for determining the cross-section bending stiffness of the frame elements. The deformation criterion of a special limiting state is formulated taking into account the nonequilibrium processes of prolonged deformation of the structural system elements. The numerical analysis results of the long-term deformable reinforced concrete frame survivability potential with a sudden removal of the one structural element, taking into account the long-term deformation prehistory of the considered building frame under an operating load, are presented. The exposure of the structural system survivability from the its loading moment to its transformation into a kinematically variable system has been determined.

Keywords: progressive collapse, survivability potential, reinforced concrete structures, creep, accidental action.

Введение

Проводимые в последнее время исследования живучести строительных конструкций и конструктивной безопасности несущих систем зданий (работы В.О. Алмазова [1],

В.М. Бондаренко [2], Г.А. Гениева [3], П.Г. Еремеева, Н.Н. Трекина [4], Н.И. Карпенко [5], Э.Н. Кодыша [6], В.С. Плевкова [7], В.И. Травуша [8], А.Г. Тамразяна [9], Г.И. Шапиро [10], Isobe D. [11], Stylianidis P.M. [12], Cha E.J. [13] и др.) формируются на фундаментальных положениях метода предельных состояний

При проектировании уровень конструктивной безопасности несущих элементов зданий, несмотря на неизбежный силовой и средовой износ и эксплуатационные повреждения, как правило, оказывается достаточным для их безаварийности в течение расчетного периода службы. Опытные данные показывают [14], что в первом предельном состоянии заложены резервы по расчетной прочности до 25-30%, а во втором по расчетной деформативности - до 50%. Использовать эти резервы можно в определенных расчетных ситуациях, когда при отказе несущего элемента вовлекаются в совместное деформирование сопрягаемые элементы, усилия перераспределяются, разгружая или догружая несущий элемент. Учёт характера работы элемента в запредельном (особом) состоянии позволит наиболее полно использовать запасы несущей способности конструкции при расчете на прогрессирующее обрушение. При особом воздействии и анализе результатов расчета с позиций второго предельного состояния происходит снижение расчетной *жесткости конструкций*, развитие *больших деформаций*, затрудняющих или исключающих дальнейшую эксплуатацию строительных объектов.

Введение особого предельного состояния является одним из способов снижения затрат на обеспечение живучести зданий при аварийных воздействиях. Это становится возможным за счет более полного учета особенностей длительного деформирования конструкций при действии нагрузки и характера изменения схемы работы элементов здания, т.е. учета физической и конструктивной нелинейности. В особом предельном состоянии можно допустить большее раскрытие трещин и развитие прогибов, а также частичное разрушение некоторых сечений, что противоречит действующим критериям предельных состояний, обеспечивающих эксплуатационную пригодность конструкций и здания, но исключает наступление геометрической изменяемости конструктивной системы.

Под особым предельным состоянием [8,14], принимается состояние конструкций после превышения границы несущей способности по первому и деформативности по второму предельным состояниям, в котором они не полностью соответствуют функциональным требованиям, дальнейшее незначительное увеличение нагрузок и/или воздействий приводит к их разрушению.

За последние несколько десятилетий уже накоплены некоторые результаты экспериментально-теоретических исследований по изучению сопротивления железобетонных конструкций при внезапном удалении несущего элемента или связи и установлении возможных картин их разрушения. Испытания проводились на балочных, стоечно-балочных, балочно-плитных конструкциях [15-18]. В этих работах были выявлены принципиальные особенности деформирования и разрушения железобетонных конструктивных систем в процессе внезапного удаления несущего элемента (связи). Под действием такой аварийной нагрузки происходило динамическое высокоскоростное догружение оставшихся неразрушенных конструкций в течение очень короткого промежутка времени. Проявляющаяся при этом повышенная прочность материалов обычно связывается с мгновенным проявлением сил вязкого сопротивления, непосредственно воспринимающих внешнее воздействие и тормозящих развитие деформаций. Однако до настоящего времени выполнено крайне мало экспериментально-теоретических исследований по решению задач сохранения потенциала живучести железобетонных конструктивных систем во времени с учетом накопления повреждений неравновесного характера. Отдельными вопросами неравновесных процессов занимались В.М. Бондаренко [2], В.И. Колчунов [19], Н.В. Федорова [20], С.Ю. Савин [21], А.Г. Тамразян [22], О.В. Кабанцев [23], Н.Н. Трекин [14], Li J. [24], Vasanelli E. [25] и др.

В связи с этим задачи построения критериев и учет особого предельного состояния железобетонных изгибаемых конструкций, которые позволят установить прочностные и деформативные резервы за счет перераспределения усилий при длительном деформировании повреждаемых при эксплуатации конструкций в несущей пространственной системе, являются актуальными. Развитие исследований в данном направлении позволят более рационально распределять материалы и снижать затраты на проектирование защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения без ущерба их конструктивной безопасности.

Методика определения жесткости элементов рамно-стержневой системы с учетом начальной меры затухающей простой ползучести.

Неравновесные процессы силового сопротивления бетона, эволюционирующие во времени, имеют силовой и несиловой характер происхождения.

Неравновесные процессы силового происхождения характеризуются полными деформациями ползучести:

$$\varepsilon_{ins} = \varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2},$$

где ε_{c1} - мгновенные (быстронатекающие) деформации ползучести;

ε_{c2} - длительные (запоздалые) деформации ползучести.

Известно, что деформации ползучести (приблизительно 70%) проявляются в первые 3-4 месяца с момента загрузки. В современных условиях все существующие теории ползучести носят феноменологический характер, т.е. основаны на моделировании и описании наиболее изученных экспериментальных явлений. Наличие различных теорий ползучести объясняется тем, что авторы, разделяя простую ползучесть на линейную и нелинейную, используют различные подходы к описанию составляющих. Во всех уравнениях ползучести есть общая количественная оценка деформаций ползучести (учет длительного нагружения) - мера ползучести $C(t, t_0)$. Это – общепринятый параметр линейной ползучести и определяется как отношение деформаций ползучести к напряжению, при которых происходит эта ползучесть:

$$C_{t,t_0}(b) = \frac{\varepsilon_{ins}(t)}{\sigma_b} = \frac{\varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2}}{\sigma_b}.$$

Мера деформаций ползучести $C(t, t_0)$ к моменту наблюдения t бетона некоторого состава зависит от двух факторов: возраста в момент начала нагружения t_0 и продолжительности нагружения $t-t_0$ [26,27].

Приняты следующие предпосылки:

1. Учет влияния ползучести в бетонных и железобетонных конструкциях основывается на феноменологических зависимостях между напряжениями и деформациями.

2. В расчетах бетонных и железобетонных конструкций зависимость между напряжениями и деформациями может приниматься при следующих условиях [28]:

- при кратковременном нагружении – независимо от класса бетона по прочности на сжатие при напряжениях, не превышающих 0,8 расчетного значения призмной прочности R_b ;

- при длительном нагружении – если напряжения в долях от R_b не превышает значений в рекомендациях [28].

3. Принято допущение В.М. Бондаренко [26] о том, что меры ползучести бетона практически одинаковы независимо от вида напряженного состояния конструкции. Принятие такого допущения вносит известные упрощения при решении тех задач теории ползучести, которые связаны с изучением неоднородного напряженного состояния конструкции или с упрощением во времени знака действующих напряжений.

Проф. Р.С. Санжаровским отмечено, что в теории ползучести железобетонных конструкций последовательно рассматриваются три основных проблемы [29]. *Первая* проблема состоит в построении уравнений ползучести бетона при переменных (режимных) нагружениях. *Вторая* – в получении решения уравнения ползучести. *Третья* проблема

заключается в расчете железобетонных конструкций при длительном нагружении, в том числе и при рассматриваемом нами особом воздействии.

Для практического (количественного) определения значения меры ползучести можно использовать Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций [28]. Меру ползучести бетона к моменту времени t при нагружении его в возрасте t_0 определяют по формуле:

$$C(t, t_0) = \left[\frac{1}{E_b(t_0)} \right] - \left[\frac{1}{E_b(t)} \right] + C_{28,besk} \cdot \Omega(t_0) \cdot f(t, t_0),$$

где $C_{28,besk}$ – предельное значение меры ползучести, принимаемое согласно п. 2.9 [28];

$\Omega(t_0)$ – функция, учитывающая влияние старения бетона на меру ползучести (t_0 – время загрузки конструкции);

$f(t, t_0)$ – функция, учитывающая нарастание во времени меры ползучести (t – общее время испытания образца, время наблюдения).

Функция $\Omega(t_0)$ определяется по следующей формуле [28]:

$$\Omega(t_0) = c + d \cdot e^{-\gamma t_0}.$$

Функция $f(t, t_0)$ следуя [21] определяется по формуле:

$$f(t, t_0) = 1 - k \cdot e^{-\gamma_1 \cdot (t-t_0)}.$$

Коэффициенты (постоянные величины) принимаются: $c=0,5$; $k=0,8$; γ , γ_1 , d – параметры, зависящие от модуля поверхности и определяются по таблицам рекомендаций [28].

Предельное значение меры ползучести $C_{28,besk}$ вычисляется по формуле:

$$C_{28,besk} = C_{28,besk}^N \cdot \xi_{2c} \cdot \xi_{3c},$$

где ξ_{2c} , ξ_{3c} – коэффициенты, зависящие от модуля открытой поверхности элемента M_0 и относительной влажности среды, и находятся по таблице 6 рекомендаций [28];

$C_{28,besk}^N$ – предельное значение меры ползучести бетона, загруженного в возрасте $t_0 \leq 28$ суток, определяется по таблице 4 рекомендаций [28].

Изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента вычисляется по формуле:

$$D = E_{b,red}(t, t_0) \cdot I_{red}.$$

Длительный модуль деформаций бетона, отвечающий линейной зависимости между напряжениями и деформациями в момент времени t при начале нагружения t_0 находится по формуле:

$$E_b(t, t_0) = \left[\frac{1}{E_b} + c(t, t_0) \right]^{-1},$$

где E_b – модуль начальной упругости.

Деформационный критерий особого предельного состояния с учетом неравновесных процессов деформирования.

Особое предельное состояние — это стадия работы конструкции после достижения максимума расчетной несущей способности по действующим критериям предельных состояний. Для железобетонного изгибаемого элемента оно может наступить, когда наиболее напряженная часть сжатого бетона в сечении начинает разрушаться, а в растянутой арматуре напряжения могут стабилизироваться и соответствовать пределу текучести, а затем снижаться. В этом случае, если деформирование конструкции не прекращено, конструкция не обрушится.

Реализация такого особого предельного состояния наиболее вероятно в рамных каркасах с высокой степенью статической неопределимости при взаимодействии всех несущих элементов. Будучи реализованным в ригеле рамного каркаса, оно приведет к интенсивному перераспределению усилий в нем. Это позволит сохранить геометрическую неизменяемость рамы даже при снижении несущей способности отдельных ее элементов. Интенсивность прироста перемещений при уменьшении несущей способности будет

зависеть от характеристик сечения и, в первую очередь, от интенсивности и схемы его армирования. Из сказанного следует, что для установления и уточнения критериев особого предельного состояния, как по прочности, так и по деформативности необходимы исследования напряженно-деформированного состояния работы конструкций в запредельной стадии, когда деформации (прогибы) превысили нормируемые.

В соответствии с СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения» (с Изменением №1) защита здания и сооружения от прогрессирующего обрушения обеспечена, если для любых элементов и их соединений соблюдается условие:

$$f \leq f_{ult},$$

где f – перемещение элемента от внешней нагрузки;

f_{ult} – значение предельно допустимых прогибов элемента (для бетонных и железобетонных конструкций по СП 63.13330).

Деформационный критерий особого предельного состояния для рассматриваемой неравновесной задачи из условия сохранения потенциала живучести:

$$f \leq f_{ult} = (1/10 \dots 1/30)L.$$

Прогиб для изгибаемого элемента:

$$f = S \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r_{max}}.$$

Кривизна определяется по формуле с учетом длительного модуля деформаций бетона.

$$\frac{1}{r_{max}} = \frac{M_{max}}{E_{b,red}(t,t_0) \cdot I_{red}}.$$

Численный анализ потенциала живучести длительно деформируемого железобетонного каркаса здания.

На примере длительно деформируемого фрагмента железобетонного каркаса выполнена количественная оценка продолжительности сохранения потенциала живучести во времени. Рассчитываемый фрагмент железобетонного каркаса здания представляет собой двухпролетную двухэтажную железобетонную монолитную пространственную раму (рисунок 1). Сечение ригелей имеет размеры сечения 100x120 (b*h) мм и длину 1000 мм. Сечение стоек - 100x100 (b*h) мм и длина 700 мм. Для ригелей и стоек принят бетон класса В20. Армирование стоек симметричное – пространственным каркасом из арматуры класса Вр500 диаметром 4 мм. Армирование ригелей выполнено плоскими каркасами из арматуры класса Вр500 диаметром 4 мм.

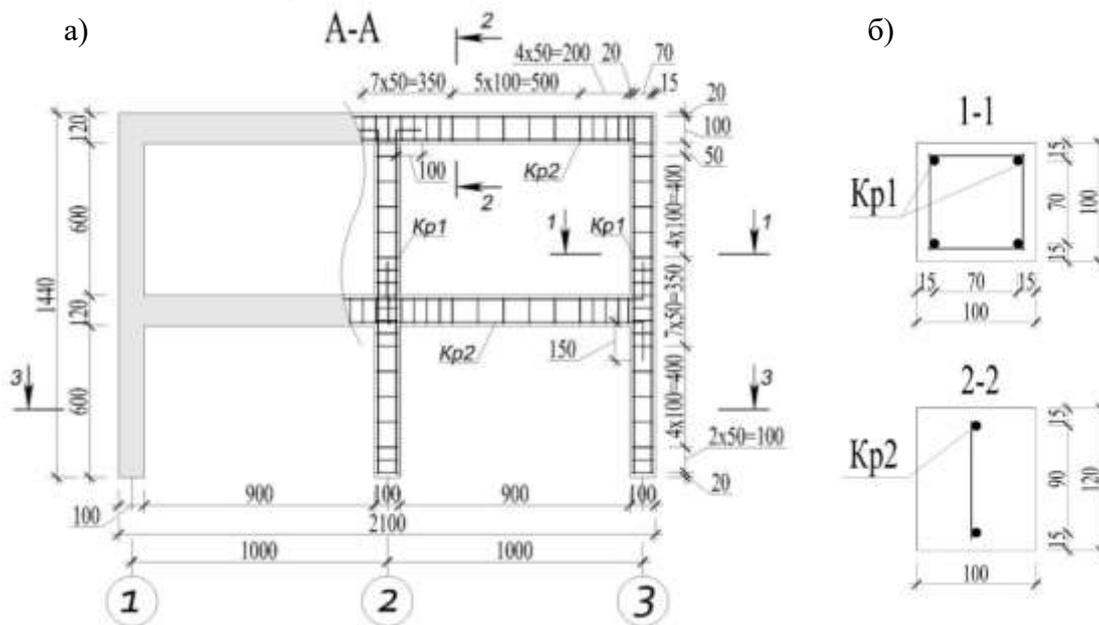


Рисунок 1 – Опалубочный чертеж и армирование пространственной рамы (а); сечения 1-1, 2-2 стоек и ригелей рамы (б)

1. Статический расчет первичной (по терминологии СП385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения») расчетной схемы пространственной рамы на проектную нагрузку. Расчет пространственной рамы по первичной расчетной схеме (рисунок 2) при действии проектных нагрузок с использованием стержневых конечных элементов выполнен по программе ЛИРА-САПР. Результаты такого расчета (значения усилий и перемещений) рамной конструкции на проектную нагрузку приведены на рисунке 3.

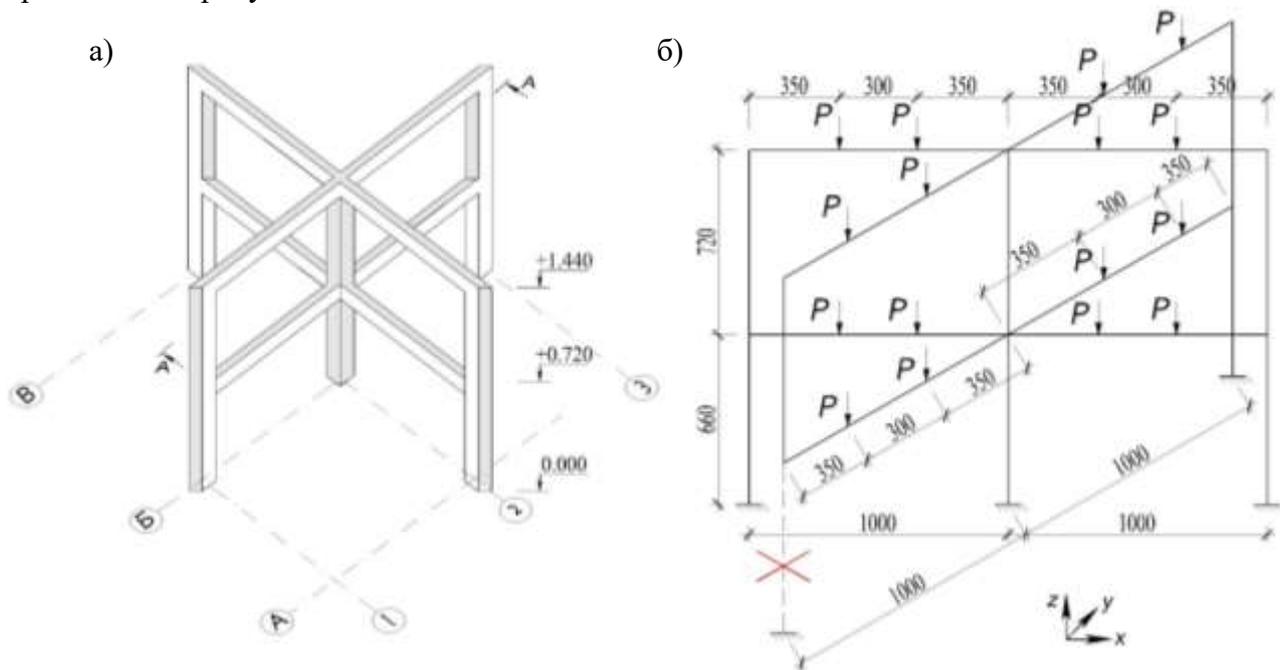


Рисунок 2 – Общий вид пространственной железобетонной монолитной рамы (а); расчетная схема пространственной железобетонной монолитной рамной конструкции (б)

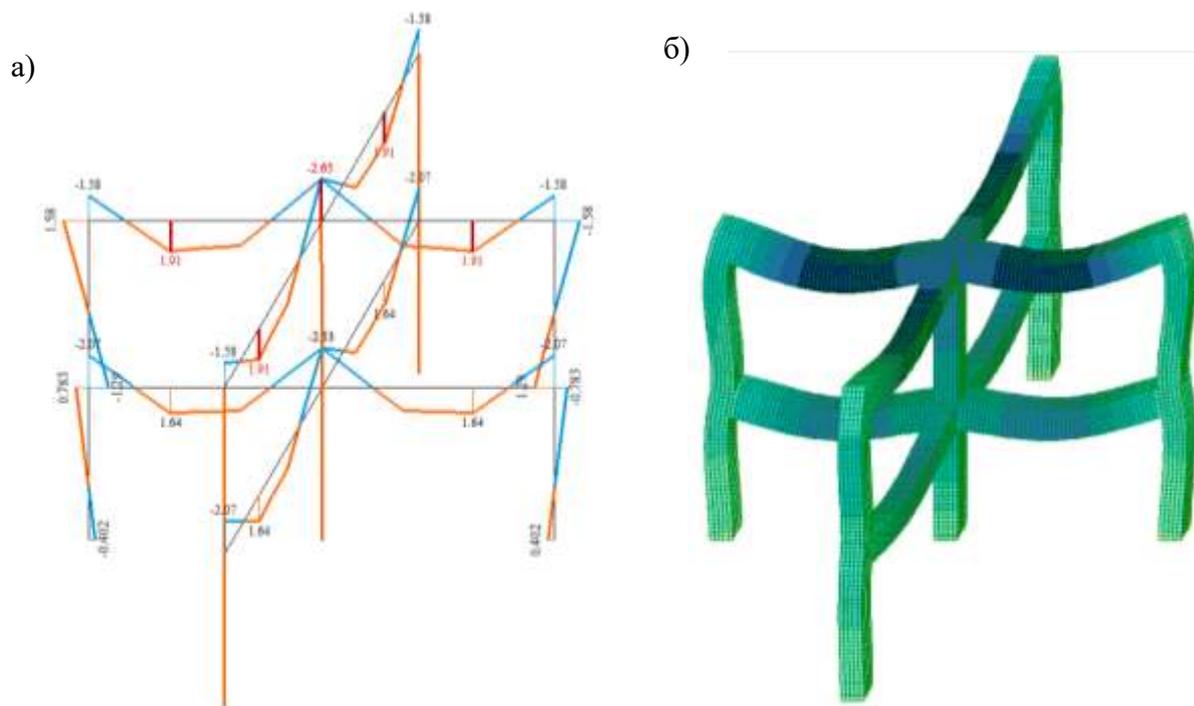


Рисунок 3 – Результаты расчета по первичной расчетной схеме: а – эпюры моментов M_y , кН*м (минимальное значение -0,736; максимальное значение 0,529); б – эпюры перемещений f_u+f_z , мм (максимальное значение 0,182)

2. Расчет вторичной (по терминологии СП385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения») расчетной схемы пространственной рамы при внезапном удалении крайней колонны первого этажа. Расчет по вторичной расчетной схеме с выключением угловой колонны первого этажа выполнен также с использованием программы ЛИРА-САПР. Результаты расчета (значения усилий и перемещений) рамной конструкции на проектную нагрузку показаны на рисунке 4.

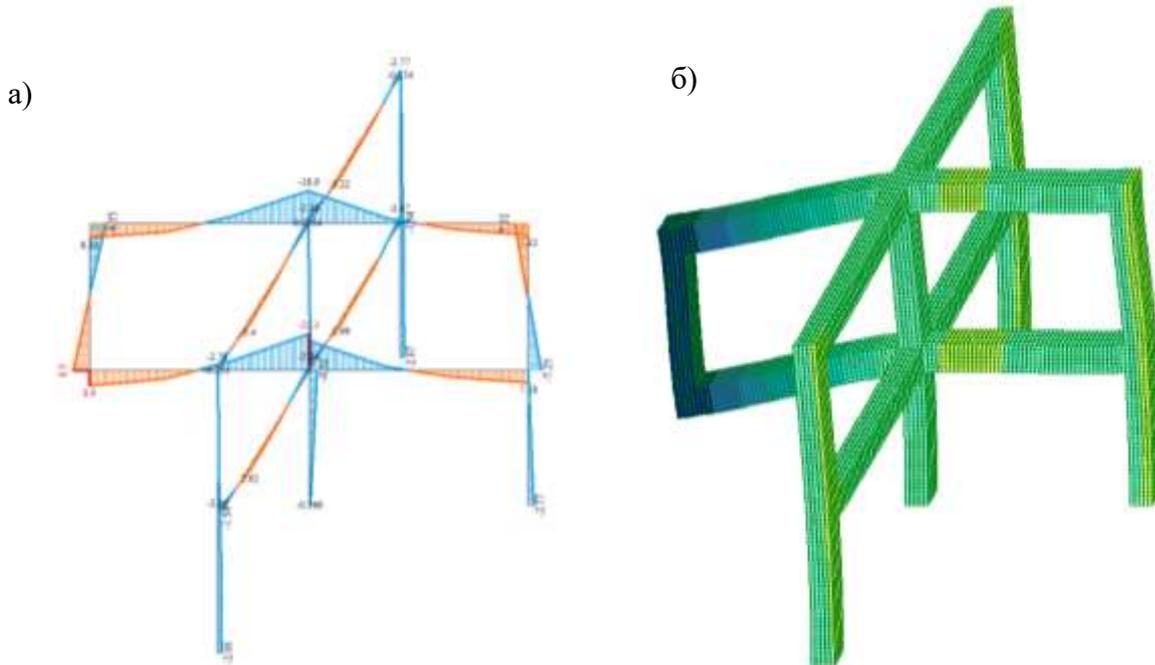


Рисунок 4 – Результаты расчета по вторичной расчетной схеме: а – эпюра моментов M_u , кН*м (минимальное значение -4,504; максимальное значение 2,014); б – эпюра перемещений f_y+f_z , мм (максимальное значение 4,27)

3. Расчет меры ползучести элементов пространственной рамы.

Модуль открытой поверхности элемента: $\bar{M} = 36,67 \text{ м}^{-1}$.

Значение функции определяется: $\Omega(t_0) = 1.0224$.

Значение функции $f(t, t_0)$ определяется: $f(t, t_0) = 1,0$.

Предельное значение меры ползучести определяется: $C_{28, \text{besk}} = 1,49 \cdot 10^{-10} \frac{\text{м}^2}{\text{Н}}$.

Значение меры ползучести при $t_0=28$ суток, $t=3650$ суток (10 лет) составит:

$$C(t, t_0) = 1,58 \cdot 10^{-10} \frac{\text{м}^2}{\text{Н}}.$$

Полные деформации ползучести ε_{ins} составят:

$$\varepsilon_{\text{ins}}(t) = C(t_1, t_0) \cdot \sigma_b = 1,58 \cdot 10^{-10} \cdot 4.01 \cdot 10^8 = 0.063.$$

4. Экспозиция живучести пространственной железобетонной рамы.

Профессорами В.М. Бондаренко и В.И. Колчуновым дано определение «экспозиции живучести» - при неравновесной постановке задачи (наложение во времени деформаций ползучести и коррозионных повреждений) продолжительность сохранения потенциала живучести строительной системы во времени разрушительным воздействиям агрессивной среды с выключением из системы конструктивных элементов, ответственных за геометрическую неизменяемость сооружений [19].

Для оценки экспозиции живучести принят критериальный параметр особого предельного состояния, в виде неравенства кривизн (прогибов) в сечениях ригелей длительно нагруженной и коррозионно повреждаемой рамы после особого воздействия в виде внезапного удаления крайней стойки:

$$f \leq f_{\text{ult}} = (1/10 \dots 1/30)L.$$

Расчет рамы проведен в два этапа. На первом этапе с использованием первичной и вторичной расчетных схем проведен расчет на рассматриваемое особое воздействие. В результате расчета получено, что критерий особого предельного состояния в виде максимального прогиба удовлетворяется. При этом максимальная кривизна ригеля над первым этажом пространственной рамы при начальном модуле деформаций бетона составит:

$$\frac{1}{r_{max}} = \frac{M_{max}}{E_{b,red} \cdot I_{red}} = \frac{8,9 \cdot 10^3}{27,5 \cdot 10^9 \cdot 1,3 \cdot 10^{-5}} = 0,0249 \frac{1}{м}$$

$$f = S \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r_{max}} = \frac{1}{4} \cdot 1,0^2 \cdot 0,0249 = 0,00062 м.$$

Максимальный прогиб этого ригеля составил 1/160 его пролета, что не превышает критериальное значение 1/30 нормируемое СП385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения».

На втором этапе расчет проведен для рамы при ее длительном нагружении той же нагрузкой и коррозионными повреждениями железобетона, которые во времени определены по методике [20]. По результатам расчета вычислена кривизна рассматриваемой пространственной рамы с учетом неравновесных процессов (длительного деформирования бетона и коррозионных повреждений во времени) которая составит:

$$\frac{1}{r_{max}} = \frac{M_{max}}{E_{b,red}^*(t, t_0) \cdot I_{red}} = \frac{8,9 \cdot 10^3}{5,14 \cdot 10^9 \cdot 1,3 \cdot 10^{-5}} = 0,133 \frac{1}{м}$$

При этом длительный модуль деформаций бетона с учетом коррозионного износа бетона (при $t_0=28$ суток; $t=3650$ суток (10 лет) составил:

$$E_b^*(t, t_0) = \left[\frac{1}{E_b} + c(t, t_0) \right]^{-1} = \left[\frac{1}{27,5 \cdot 10^9} + 1,58 \cdot 10^{-10} \right]^{-1} = 5,14 \cdot 10^9 \frac{Н}{м^2}$$

$$f = S \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r_{max}} = \frac{1}{4} \cdot 1,0^2 \cdot 0,133 = 0,0333 м.$$

Максимальный прогиб ригеля при расчете по вторичной расчетной схеме составил 1/30 его пролета. Следовательно, при принятом классе бетона и армировании рамы, уровне и схемы нагрузки на раму и скорости коррозионного повреждения экспозиция живучести рамы, т.е. период времени, в течении которого конструктивная система может превратиться кинематически изменяемую систему при гипотетическом удалении одного из несущих элементов, при особом предельном состоянии составит порядка 10 лет.

Выводы

1. Предложенная методика и алгоритм расчета критерия живучести длительно деформируемого железобетонного каркаса при особых воздействиях позволяет прогнозировать значение этого параметра во времени для эксплуатируемых рамно-стержневых каркасов зданий и сооружений.

2. Расчет железобетонной рамы с учетом неравновесных процессов длительного воздействия силовых и средовых факторов при оценке экспозиции ее живучести показал, что живучесть железобетонной рамы зависит от длительности ее эксплуатации в здании и степени его коррозионного повреждения во времени. Эти факторы необходимо учитывать при расчете конструктивной системы здания на особые воздействия и проектировании их защиты от прогрессирующего обрушения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алмазов В.О. Проблемы прогрессирующего разрушения // Строительство и реконструкция. 2014. №6. С. 3-10.
2. Бондаренко В.М. Силовое деформирование, коррозионные повреждения и энергосопrotивление железобетона. Курск: Юго-зап. гос. ун-т, 2016. 68 с.
3. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П. Вопросы длительной и динамической прочности анизотропных конструкционных материалов. ГУП ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2000. 38 с.
4. Ведяков И.И., Еремеев П.Г., Одесский П.Д., Попов Н.А., Соловьев Д.В. Анализ нормативных требований к расчету строительных конструкций на прогрессирующее обрушение // Вестник НИЦ Строительство. 2019. №2. С. 15-29.
5. Eryshev V.A., Karpenko N.I., Rimshin V.I. The Parameters Ratio in the Strength of Bent Elements Calculations by the Deformation Model and the Ultimate Limit State Method // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. 753, 022076. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/753/2/022076>.
6. Трекин Н.Н. Кодыш Э.Н. Особое предельное состояние железобетонных конструкций и его нормирование // Промышленное и гражданское строительство. 2020. №3. С. 4-9.
7. Радченко А., Радченко П., Батуев С., Плевков В. Моделирование разрушения железобетонных конструкций при ударе // Architecture and Engineering, 2019. Т 4. №3. С. 22-29
8. Travush V.I., Fedorova N.V. Survivability of structural systems of buildings with special effects / В.И. Травуш, Н.В. Федорова // Magazine of Civil Engineering. 2018. №5. p. 73-80. <https://doi.org/10.18720/MCE.81.8>.
9. Тамразян А.Г. Технология расчета железобетонных конструкций при пожаре после землетрясения // Бетон и железобетон. 2020. № 1. С. 49-56.
10. Shapiro G.I., Smirnov A.V. Calculation model of typical panel building conjugation with large-span frame construction // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. 012090. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/456/1/012090>
11. Isobe D. Progressive Collapse Analysis of Structures. In: Progressive Collapse Analysis of Structures. Elsevier. 2018. 260 p. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-812975-3.00001-3>.
12. Stylianidis P.M., Nethercot D.A., Izzuddin B.A., Elghazouli A.Y. Study of the mechanics of progressive collapse with simplified beam models // Engineering Structures. 2016. 117. P. 287-204. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.02.056>
13. Cha E.J., Ellingwood B.R. Seismic risk mitigation of building structures: The role of risk aversion. Structure safety. 2013. 40, P.11–19. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2012.06.004>.
14. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н. Особое предельное состояние железобетонных конструкций при аварийных воздействиях. Бетон и железобетон – проблемы и перспективы. // Вестник НИЦ «Строительство». 2018. №1. С.120-125.
15. Клюева Н.В., Шувалов К.А. Исследование динамических догрузений в железобетонных неразрезных балках с использованием статико-динамических диаграмм // Вестник МГСУ. 2011. №2-2. С. 145-152.
16. Федорова Н.В., Кореньков П.А. Статико-динамическое деформирование монолитных железобетонных каркасов зданий в предельных и запредельных состояниях // Строительство и реконструкция. 2016. №6. С. 90-100.
17. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // Engineering Structure. 2018. 173. P.122–149. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082>.
18. Fedorova N. The dynamic effect in a structural adjustment of reinforced concrete structural system / Fedorova N., Kolchunov V., Tuyen V.N., Dinh Quoc P., Medyankin M. // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Т. 869. С.052078. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/869/5/052078>.
19. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2013. №2. С. 28-31.
20. Fedorova N.V., Gubanova M.S. Crack-resistance and strength of a contact joint of a reinforced concrete composite wall beam with corrosion damages under loading // Russian journal of building construction and architecture. 2018. №2. P. 6-18.
21. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Survivability criteria for reinforced concrete flame at loss of stability / Magazine of civil engineering. 2018. 80. P. 73-80. <https://doi.org/10.18720/MCE.80.7>.
22. Tamrazyan A.G., Mineev T.K., Zhukova L.I. Influence of chloride corrosion on probabilistic assessment of bearing capacity of beamless slabs overlap // IOP conference series: Materials science and engineering. 2019. 012117. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/661/1/012052>.
23. Kabantsev O., Mitrovic B.: Modeling post-critical deformation processes of flat reinforced concrete elements under biaxial stresses // MATEC Web of Conference. 2017. 117. P. 00071. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201711700071>.

24. Li J., Yao Y. A study on creep and drying shrinkage of high performance concrete // *Cement and Concrete Research*. 2001. 31. P. 1203–1206. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00539-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00539-7).
25. Vasanelli E., Micelli F., Aiello M.A., Plizzari G. Long term behavior of FRC flexural beams under sustained load // *Engineering Structures*. 2013. 56. P.1858–1867. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.035>.
26. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. Москва: Стройиздат, 1982. 287 с.
27. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков: Издательство харьковского университета, 1968. 323 с.
28. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. Москва: Стройиздат, 1988. 120 с.
29. Беглов А.Д., Санжаровский Р.С. О методах решения уравнений ползучести бетона // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2005. №3. С. 55-63.

REFERENCES

1. Almazov V.O. Problemy progressiruyushchego razrusheniya // *Stroitel'stvo i rekonstrukciya*. 2014. №6. S. 3-10.
2. Bondarenko V.M. Silovoe deformirovanie, korrozionnye povrezhdeniya i energosoprotivlenie zhelezobetona. Kursk: YUgo-zap. gos. un-t, 2016. 68 s.
3. Geniev G.A., Pyatikrestovskij K.P. Voprosy dlitel'noj i dinamicheskoy prochnosti anizotropnykh konstrukcionnykh materialov. GUP CNIISK im. V.A. Kucherenko, 2000. 38 s.
4. Vedyakov I.I., Eremeev P.G., Odesskij P.D., Popov N.A., Solov'ev D.V. Analiz normativnykh trebovanij k raschetu stroitel'nykh konstrukcij na progressiruyushchee obrushenie // *Vestnik NIC Stroitel'stvo*. 2019. №2. S. 15-29.
5. Eryshev V.A., Karpenko N.I., Rimshin V.I. The Parameters Ratio in the Strength of Bent Elements Calculations by the Deformation Model and the Ultimate Limit State Method // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. 753, 022076. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/753/2/022076>.
6. Trekin N.N. Kodysh E.N. Osoboe predel'noe sostoyanie zhelezobetonykh konstrukcij i ego normirovanie // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2020. №3. S. 4-9.
7. Radchenko A., Radchenko P., Batuev S., Plevkov V. Modelirovanie razrusheniya zhelezobetonykh konstrukcij pri udare // *Architecture and Engineering*, 2019. T 4. №3. S. 22-29
8. Travush V.I., Fedorova N.V. Survivability of structural systems of buildings with special effects / V.I. Travush, N.V. Fedorova // *Magazine of Civil Engineering*. 2018. №5. p. 73-80. <https://doi.org/10.18720/MCE.81.8>.
9. Tamrazyan A.G. Tekhnologiya rascheta zhelezobetonykh konstrukcij pri pozhare posle zemletryaseniya // *Beton i zhelezobeton*. 2020. № 1. S. 49-56.
10. Shapiro G.I., Smirnov A.V. Calculation model of typical panel building conjugation with large-span frame construction // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. 012090. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/456/1/012090>
11. Isobe D. Progressive Collapse Analysis of Structures. In: *Progressive Collapse Analysis of Structures*. Elsevier. 2018. 260 p. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-812975-3.00001-3>.
12. Stylianidis P.M., Nethercot D.A., Izzuddin B.A., Elghazouli A.Y. Study of the mechanics of progressive collapse with simplified beam models // *Engineering Structures*. 2016. 117. P. 287-204. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.02.056>
13. Cha E.J., Ellingwood B.R. Seismic risk mitigation of building structures: The role of risk aversion. *Structure safety*. 2013. 40, P.11–19. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2012.06.004>.
14. Kodysh E.N., Trekin N.N. Osoboe predel'noe sostoyanie zhelezobetonykh konstrukcij pri avarijnykh vozdeystviyah. Beton i zhelezobeton – problemy i perspektivy // *Vestnik NIC «Stroitel'stvo»*. 2018. №1. S.120-125.
15. Klyueva N.V., SHuvalov K.A. Issledovanie dinamicheskikh dogruzhenij v zhelezobetonykh nerazreznykh balkah s ispol'zovaniem statiko-dinamicheskikh diagramm // *Vestnik MGSU*. 2011. №2-2. S. 145-152.
16. Fedorova N.V., Koren'kov P.A. Statiko-dinamicheskoe deformirovanie monolitnykh zhelezobetonykh karkasov zdaniy v predel'nykh i zapredel'nykh sostoyaniyah // *Stroitel'stvo i rekonstrukciya*. 2016. №6. S. 90-100.
17. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // *Engineering Structure*. 2018. 173. P.122–149. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082>.
18. Fedorova N. The dynamic effect in a structural adjustment of reinforced concrete structural system / Fedorova N., Kolchunov V., Tuyen V.N., Dinh Quoc P., Medyankin M. // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. T. 869. S.052078. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/869/5/052078>.
19. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Konceptsiya i napravleniya razvitiya teorii konstruktivnoj bezopasnosti zdaniy i sooruzhenij pri silovykh i sredovykh vozdeystviyah // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2013. №2. S. 28-31.

20. Fedorova N.V., Gubanova M.S. Crack-resistance and strength of a contact joint of a reinforced concrete composite wall beam with corrosion damages under loading // Russian journal of building construction and architecture. 2018. №2. P. 6-18.
21. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Survivability criteria for reinforced concrete flame at loss of stability / Magazine of civil engineering. 2018. 80. P. 73-80. <https://doi.org/10.18720/MCE.80.7>.
22. Tamrazyan A.G., Mineev T.K., Zhukova L.I. Influence of chloride corrosion on probabilistic assessment of bearing capacity of beamless slabs overlap // IOP conference series: Materials science and engineering. 2019. 012117. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/661/1/012052>.
23. Kabantsev O., Mitrovic B. Modeling post-critical deformation processes of flat reinforced concrete elements under biaxial stresses // MATEC Web of Conference. 2017. 117, P. 00071. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201711700071>.
24. Li J., Yao Y. A study on creep and drying shrinkage of high performance concrete // Cement and Concrete Research. 2001. 31. P. 1203–1206. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00539-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00539-7).
25. Vasanelli E., Micelli F., Aiello M.A., Plizzari G. Long term behavior of FRC flexural beams under sustained load // Engineering Structures. 2013. 56. P.1858–1867. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.035>.
26. Bondarenko V.M., Bondarenko S.V. Inzhenernye metody nelinejnoj teorii zhelezobetona. Moskva: Strojizdat, 1982. 287 s.
27. Bondarenko V.M. Nekotorye voprosy nelinejnoj teorii zhelezobetona. Har'kov: Izdatel'stvo har'kovskogo universiteta, 1968. 323 s.
28. Rekomendacii po uchetu polzuchesti i usadki betona pri raschete betonnyh i zhelezobetonnyh konstrukcij / NIIZH Gosstroya SSSR. - Moskva: Strojizdat, 1988. 120 s.
29. Beglov A.D., Sanzharovskij R.S. O metodah resheniya uravnenij polzuchesti betona // Stroitel'naya mekhanika inzhenernyh konstrukcij i sooruzhenij. 2005. №3. S. 55-63.

Информация об авторах:

Андросова Наталия Борисовна

ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел, Россия, кандидат технических наук, доцент, заведующая кафедрой строительных конструкций и материалов. ФГБУ «Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук», г. Москва, Россия, старший научный сотрудник.
E-mail: ramia84@rambler.ru

Колчунов Виталий Иванович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия, доктор технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций. ФГБУ «Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук», г. Москва, Россия, главный научный сотрудник.
E-mail: asiorel@mail.ru

Information about authors:

Androsova Natalia B.

Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia, candidate of technical science, docent, head of the department of building constructions and materials. Research Institute of Building Physics of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia, starshiy nauchnyy sotrudnik.
E-mail: ramia84@rambler.ru

Kolchunov Vitaly I.

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russia, doctor of Technical Sciences, professor of the department of reinforced concrete and stone structures. Research Institute of Building Physics of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia, glavniy nauchnyy sotrudnik.
E-mail: asiorel@mail.ru