

УДК 624.45

doi: 10.33622/0869-7019.2024.08.41-47

# Нелинейные расчеты и «перераспределение» усилий в защемленной железобетонной балке при плоском изгибе (В порядке обсуждения)

**Дмитрий Анатольевич ПЕКИН**, кандидат технических наук, главный конструктор, dpekin@mail.ru

ИНВ-Строй, 142105 Московская обл., г. Подольск, ул. Пионерская, 6-30

**Аннотация.** Выполнена оценка нелинейной деформационной модели, деформационной теории пластичности и теорий пластического течения при принятых допущениях для использования в процессе расчета защемленных железобетонных балок с учетом физической нелинейности и нормальными трещинами на основе стержневой аналогии. Проведен анализ эффекта «перераспределения» изгибающих моментов с опорных частей железобетонных балок в пролетные, обосновывается условность принятой терминологии и несоответствие реальному механизму изгиба железобетонных балок с нормальными трещинами. Сделан вывод о том, что требуется разработка нового метода расчета изгиба железобетонных балок с нормальными трещинами, который позволит исключить указанные в статье недостатки и объединить преимущества всех известных методов расчета по допускаемым напряжениям и предельным усилиям, диаграммного метода и метода предельного равновесия.

**Ключевые слова:** защемленная железобетонная балка, нелинейная деформационная модель, плоский изгиб, физическая нелинейность, перераспределение изгибающих моментов

**Для цитирования:** Пекин Д. А. Нелинейные расчеты и «перераспределение» усилий в защемленной железобетонной балке при плоском изгибе (В порядке обсуждения) // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 8. С. 41 – 47. doi: 10.33622/0869-7019.2024.08.41-47

## NONLINEAR CALCULATIONS AND "REDISTRIBUTION" OF FORCES IN A FIXED-ENDED REINFORCED CONCRETE BEAM UNDER PLANE BENDING (IN THE ORDER OF DISCUSSION)

**Dmitrii A. PEKIN**, dpekin@mail.ru

INV-Stroy, Pionerskaya ul., 6-30, Podolsk 142105, Russian Federation

**Abstract.** The nonlinear deformation model, deformation theory of plasticity and theories of plastic flow are evaluated, taking into account the accepted assumptions for use in the calculation of pinched reinforced concrete beams, taking into account physical nonlinearity and normal cracks based on the rod analogy. The analysis of the effect of redistribution of bending moments from the supporting parts of reinforced concrete beams to the span ones is performed, the conditionality of the accepted terminology and inconsistency with the real bending mechanism of reinforced concrete beams with normal cracks are substantiated. It is concluded that it is necessary to develop a new method for calculating the bending of reinforced concrete beams with normal cracks, which will eliminate the disadvantages indicated in the article and combine the advantages of all known calculation methods for permissible stresses and limiting forces, the diagram method and the limit equilibrium method.

**Keywords:** pinched reinforced concrete beam, nonlinear deformation model, flat bending, physical nonlinearity, redistribution of bending moments

**For citation:** Pekin D. A. Nonlinear Calculations and "Redistribution" of Forces in a Fixed-Ended Reinforced Concrete Beam Under Plane Bending (In the Order of Discussion). *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering], 2024, no. 8, pp. 41 – 47. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2024.08.41-47

### Введение

Для развития и совершенствования классических методов расчета стержневых изгибаемых железобетонных элементов, используемых в массовом проектировании, требуются новые подходы к работе железобетона с трещинами при переходе к рас-

четной модели конструкции на основе стержневых элементов, которые будут предложены в следующих статьях.

Современные методы расчета железобетонных балок с трещинами, предлагаемые различными авторами [1–8 и др.] на основе нелинейной деформационной мо-

дели (НДМ) и ее модификаций, не позволяют в процессе реального проектирования и выполнения нелинейных расчетов стержневых железобетонных конструкций (ЖБК) зданий и сооружений получить приемлемый результат в достаточно короткий промежуток времени и оценить достоверность

полученной картины напряженно-деформированного состояния (НДС).

Попытки заимствования и применения традиционных методов, используемых для однородных по сечению элементов без нормальных трещин и работающих в упругой или упругопластической стадиях, приводят к серьезным противоречиям и несоответствиям основам механики железобетона:

- использование гипотезы плоских сечений даже для элементов с нормальными трещинами противоречит фактическому НДС и не позволяет получить достоверные значения напряжений и деформаций в сжатой зоне как для бетона и арматуры, так и для растянутой арматуры;

- применение одинаковых параметров изгибной жесткости по длине стержневого конечного элемента (КЭ), используемого для моделирования фрагмента балки, не соответствует экспериментальным данным и не может соответствовать в принципе, поскольку между нормальными трещинами железобетон находится совсем в другом НДС;

- по аналогии с традиционными методами в НДМ и ее разновидностях [1–8 и др.] также не уделяется внимания шагу разбиения железобетонных балок по длине, что без выполнения многочисленных итераций по калибровке стержневой расчетной модели одной балки на основе эксперимента не позволяет получить реальную картину деформированного состояния и не может привести к получению фактического напряженного состояния по причинам, указанным выше. Кроме того, принятая длина стержневого элемента для одного случая не может удовлетворять различным условиям и параметрам других железобетонных элементов здания или сооружения;

- связь между прогибом и внутренними напряжениями опреде-

ляется через кривизну, которая также базируется на гипотезе плоских сечений и состоянии чистого изгиба балки, которое не может соответствовать фактическому НДС железобетонных балок в связи с наличием собственного веса и других факторов;

- использование для проверки нормальных сечений по НДМ внутренних усилий на основе результатов линейного упругого статического расчета согласно п. 8.1.23 СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», которые не учитывают фактическое «перераспределение» изгибающих моментов.

Цель данной работы — показать, что деформационные критерии разрушения нормального сечения железобетонной балки, принятые в НДМ с учетом гипотезы плоских сечений, не соответствуют напряженно-деформированному состоянию в предельной стадии и не позволяют количественно оценивать разрушающую нагрузку в неразрезных, рамных или пространственных ЖБК.

### Модели и методы

Метод расчета по предельным усилиям, использовавшийся много десятилетий в советских нормах, допускается к применению в действующих российских нормах согласно п. 5.2.1 СП 63.13330 только для расчета нормальных сечений простой геометрической формы и при размещении продольной рабочей арматуры вдоль граней сечения. В качестве основного метода расчета стержневых ЖБК при действии изгибающих моментов и продольных сил принята НДМ, которая обладает следующими недостатками.

1. Использование в НДМ для предельной относительной деформации арматуры  $\varepsilon_{s2}$  значения 0,025 при двухлинейной диаграмме « $\sigma$ – $\varepsilon$ » согласно п. 6.2.14

СП 63.13330 может привести к ширине раскрытия нормальной трещины в диапазоне от 2,5 до 10 мм при действии расчетных нагрузок и базовом расстоянии между трещинами  $l_s$  от 100 до 400 мм, ограниченных согласно п. 8.2.17 этого свода правил. Кроме того, для статически определимых балок игнорируется принципиальный факт невозможности развития в продольной арматуре пластических деформаций после достижения растягивающими напряжениями предела текучести при отсутствии или недостаточном количестве поперечной арматуры, предотвращающей разрушение сжатой зоны бетона в нормальном сечении от среза.

Примеры различных экспериментов с железобетонными балками, выполненных в НИИЖБ в начале 1980-х гг. различными исследователями (И. Ю. Ларичева, М. М. Арсланбеков, К. Т. Саканов) при подготовке диссертаций на соискание степени кандидата технических наук по специальности «Строительные конструкции, здания и сооружения», говорят ократно меньших относительных деформациях, фактически возникающих в продольной растянутой арматуре при разрушении сжатой зоны бетона. Заданные предельные значения  $\varepsilon_{s2}$  для двух- и трехлинейной диаграмм « $\sigma$ – $\varepsilon$ »: 0,025 или 0,015 соответственно (согласно п. 6.2.15). Они могут быть связаны с применением гипотезы плоских сечений и невозможностью учитывать фактические деформации в продольной растянутой арматуре.

2. Следствием принимаемых в НДМ допущений является невозможность корректного определения напряжений в растянутой арматуре и, следовательно, ширины раскрытия нормальных трещин, что будет обосновано в следующей статье при описании стадий НДС, в связи с чем, воз-

можно, использование НДМ для определения ширины раскрытия нормальных трещин СП 63.13330 не регламентируется.

3. В результате применения НДМ невозможно достигнуть одного из главных и определяющих факторов для механики стержневых железобетонных элементов — образования и раскрытия нормальных трещин по длине балки, поскольку их расчетные модели состоят из набора стержневых КЭ с постоянными параметрами изгибной жесткости по длине вместо комбинации линейно упругих элементов, соединяемых между собой нелинейными стержневыми элементами исчезающе малой длины, моделирующими нормальные трещины, что будет предложено и рассмотрено в следующей статье.

4. Необходимо также отметить важное несоответствие принятой расчетной модели балок на основе НДМ, деформационной теории пластичности или теорий пластического течения Друкера—Прагера, Гениева и другим экспериментальным данным, указанным в работе проф. В. И. Мурашева [9, см. раздел 4а], о том, что нормальные трещины сравнительно быстро достигают некоторой предельной величины, мало удлиняясь после этого до начала разрушения, и это требует исключить работу растянутого бетона сразу после образования нормальных трещин. Попытки учитывать работу растянутого бетона для совершенствования диаграммного метода, предложенные в диссертации О. В. Радайкина<sup>1</sup>, также не соответствующим результатам экспериментов.

5. Кроме того, время для подготовки (задания параметров нелинейного материала, шагов, армирования и т. п.) и выполнения нелинейного расчета сравнительно небольшого каркаса здания, особенно при наличии плитных ЖБК, может достигать от не-

скольких часов до нескольких суток даже при использовании «топовых» конфигураций персональных компьютеров. Причем на этапе последующей экспертизы стержневых или плитных элементов это не гарантирует соответствия требованиям первой группы предельного состояния по другим критериям, например прочности по наклонным сечениям.

6. Отдельно нужно отметить различные варианты физически нелинейных расчетов без учета геометрической нелинейности (деформированной схемы) на основе деформационной теории пластичности или теорий пластического течения Друкера—Прагера, Гениева и других, реализуемых в различных программных комплексах (ПК) с применением МКЭ и позволяющих моделировать стержневые и плитные железобетонные элементы на основе теорий изгиба стержней Бернулли—Эйлера или Тимошенко и пластинок Кирхгофа—Лява или Рейсснера—Миндлина, использующих гипотезу плоских сечений или кинематическую гипотезу Тимошенко: линейный элемент (нормальное сечение) остается плоским, но не перпендикулярным оси балки или срединной поверхности пластинки, т. е. учитывается сдвиг (поворот).

Для примера выбрана однопролетная балка длиной 6 м с жесткой заделкой по концам, сечением 300×500(н) мм, из бетона В25, с вертикальной расчетной равномерно распределенной нагрузкой 28 кН/м и усредненным коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_{red} = 1,2$ , с длиной стержневого КЭ 250 мм и симметричным армированием по всей длине балки в виде 3Ø12 А500. Для билинейной диаграм-

мы « $\sigma$ — $\varepsilon$ » использовались параметры согласно СП 63.13330 с разупрочнением при сжатии и растяжении (от  $-0,005$  до  $-0,15$ ) для бетона и упрочнением  $0,005$  — для стали, с шагово-итерационным подходом (100 итераций) и различными методами решения системы уравнений.

По результатам расчета и анализа НДС необходимо зафиксировать следующие важные обстоятельства:

- выбор различных теорий, указанных выше, и параметров нелинейного расчета (количество шагов для нагрузки, разбиение крайних КЭ до длины 50 мм, другие диаграммы « $\sigma$ — $\varepsilon$ » для бетона, фактор триангуляции нормального сечения и др.) качественно не влияют на полученное НДС;

- при линейном упругом расчете балки возникают следующие внутренние усилия:  $M_{оп} = ql^2/12 = -84$  кН·м,  $M_{пр} = ql^2/24 = 42$  кН·м,  $Q_{оп} = ql/2 = 84$  кН. Коэффициенты использования в опорном и пролетном сечениях: по предельному моменту  $K_M = M_{max}/M_{ult} = 1,321$  и  $0,661$  (отсутствующему в нормах для расчета согласно НДМ); на основе предельных деформаций согласно п. 8.1.24 СП 63.1330 по бетону и арматуре:  $K_b = \varepsilon_{b,max}/\varepsilon_{b,ult} = 2,261$  и  $0,153$ ,  $K_s = \varepsilon_{s,max}/\varepsilon_{s,ult} = 2,546$  и  $0,061$  соответственно, т. е. продольные относительные деформации сжатого бетона и растянутой арматуры в опорных сечениях заметно превышают предельные значения. Таким образом, при выполнении нелинейного расчета должен был реализоваться эффект «перераспределения» изгибающих моментов, известный в литературе<sup>2</sup>;

- при нелинейном расчете на ос-

<sup>1</sup> Радайкин О. В. Развитие теории диаграммного метода расчета стержневых элементов из армированного бетона : дис. ... д-ра техн. наук. Казань, 2023. 471 с.  
URL: <https://www.dissercat.com/content/razvitie-teorii-diagrammnogo-metoda-raschetastержnevyykh-elementov-iz-armirovannogo-betona>.

<sup>2</sup> Байков В. Н., Сигалов В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. 767 с.

нове деформационной теории пластичности (с разупрочнением при сжатии и растяжении для бетона:  $-0,005$ ):  $M_{\text{оп}} = -77$  кН·м,  $M_{\text{пр}} = 49$  кН·м,  $Q_{\text{оп}} = ql/2 = 84$  кН. Кроме того, возникает равномерная по длине балки сжимающая продольная сила  $N = -157$  кН (как от распора по аналогии с аркой или как при выполнении строительного подъема). Коэффициенты использования в опорном и пролетном сечениях: по предельному моменту  $K_M = M_{\text{max}}/M_{\text{ult}} = 0,8$  и  $0,367$ ; на основе предельных деформаций согласно п. 8.1.24 СП 63.13330 по бетону и арматуре  $K_b = \varepsilon_{b,\text{max}}/\varepsilon_{b,\text{ult}} = 0,331$  и  $0,212$ ,  $K_s = \varepsilon_{s,\text{max}}/\varepsilon_{s,\text{ult}} = 0,078$  и  $0,036$  соответственно. Таким образом, наличие распора оказывает существенное влияние на результаты экспертизы нормального сечения на опоре по первой группе предельных состояний;

- при нелинейном расчете на основе теорий пластического течения Друкера–Прагера и Гениева изгибающие моменты получаются сопоставимыми, но продольная сжимающая сила увеличивается до  $N = -190$  кН. Дальнейшее снижение (с учетом знака) коэффициента разупрочнения при сжатии и растяжении для бетона до  $-0,15$  приводит к еще большему увеличению (по модулю) продольной сжимающей силы:  $N = -240$  кН;

- при нелинейном расчете на основе деформационной теории пластичности с аналогичными параметрами, но для балки высотой в 2 раза меньше (250 мм):  $M_{\text{оп}} = -65$  кН·м,  $M_{\text{пр}} = 38$  кН·м,  $Q_{\text{оп},1/2} = +76/-92$  кН. При этом возникает существенно большая равномерная по длине балки, но уже растягивающая продольная сила, равная  $N = 758$  кН, коэффициенты использования в опорном и пролетном сечениях кратко превышают аналогичные из линейного упругого расчета. Если

не учитывать разупрочнение для бетона при сжатии и растяжении и упрочнение для стали, то вместо растягивающей продольной силы снова получается сжимающая:  $N = -501$  кН;

- при геометрически нелинейном расчете и учете снижения изгибной жесткости для всех стержней за счет понижения модуля упругости бетона в 5 раз и другими аналогичными линейному расчету параметрами ( $M_{\text{оп}} = -84$  кН·м,  $M_{\text{пр}} = 42$  кН·м,  $Q_{\text{оп}} = ql/2 = 84$  кН) возникает неравномерная по длине балки растягивающая продольная сила в диапазоне  $N = 1,55...1,7$  кН. В опорном и пролетном сечениях, по предельному моменту  $K_M = M_{\text{max}}/M_{\text{ult}} = 1,326$  и  $0,665$ ; на основе предельных деформаций согласно п. 8.1.24 СП 63.13330 по бетону и арматуре  $K_b = \varepsilon_{b,\text{max}}/\varepsilon_{b,\text{ult}} = 2,252$  и  $0,152$ ,  $K_s = \varepsilon_{s,\text{max}}/\varepsilon_{s,\text{ult}} = 2,539$  и  $0,061$  соответственно;

- коэффициент использования  $K_M$  не регламентируется СП 63.13330 при расчете по НДМ и основан на нелинейной зависимости между  $M_{\text{max}}$  и  $M_{\text{ult}}$ , где  $M_{\text{ult}}$  определяется иначе, чем в методе предельных усилий, поскольку при  $K_M = 0,8$  коэффициенты использования по деформациям  $K_b = 0,331$  и  $K_s = 0,078$  существенно меньше единицы. Без его применения пользоваться коэффициентами использования по бетону и арматуре  $K_b$  и  $K_s$ , определяемыми согласно п. 8.1.24 СП 63.13330, на практике крайне сложно, поскольку не понятно на сколько заданная нагрузка превышает предельную, что только подчеркивает недостатки НДМ;

- при выполнении «ручного» расчета с учетом симметричного армирования балки и эффекта «перераспределения» изгибающих моментов:  $M_{\text{оп}} = ql^2/16 =$

$= -63$  кН·м,  $M_{\text{пр}} = ql^2/16 = 63$  кН·м,  $Q_{\text{оп}} = ql/2 = 84$  кН, коэффициент использования в опорном и пролетном сечениях по предельному моменту, но без учета сжатой продольной арматуры, равен  $K_M = 0,99$ , т. е. заданная нагрузка является критической для принятого продольного армирования и габаритов балки.

### Результаты исследования и их анализ

На основе рассмотренных примеров можно сделать следующие выводы по результатам физически нелинейных расчетов:

- эффект «перераспределения» изгибающих моментов для критической нагрузки согласно первой группе предельных состояний по сравнению с ручным расчетом незначителен, не соответствует традиционному пониманию и результатам расчета в зависимости от заданного армирования балки и, по сути, отсутствует, поскольку их значения при пластической работе сжатого бетона и растянутой арматуры на опоре и в пролете при симметричном армировании далеки от равенства:  $M_{\text{оп}} = M_{\text{пр}} = 63$  кН·м;
- возникает распор и продольная сжимающая сила, которая существенно снижает коэффициенты использования во всех нормальных сечениях балки по предельным изгибающему моменту и относительным деформациям сжатого бетона и растянутой арматуры, что не может не вызывать некоторых опасений. В учебнике<sup>3</sup> допускается возможность возникновения подобного «арочного» эффекта без проведения качественной и количественной оценки такого влияния, что по многим причинам не позволяет опираться на подобное допущение;

- причиной возникновения по-

<sup>3</sup> Бондаренко В. М., Бакиров Р. О., Назаренко В. Г., Римшин В. И. Железобетонные и каменные конструкции. М.: Высш. школа, 2010. 888 с.

добного эффекта при выполнении нелинейного расчета может быть специфическое влияние граничных условий по аналогии с возникновением известного в литературе «струнного эффекта»<sup>4</sup> в предварительно натянутой нити, который в рассмотренных нелинейных моделях исчезает в случае исключения связи, запрещающей горизонтальные перемещения вдоль продольной оси на одном из концов балки, но, очевидно, что такое значение распора для балок таких габаритов противоречит традиционным линейным расчетам и разделу механики деформируемого твердого тела, посвященного сопротивлению железобетона [9];

- с учетом того, что подобные балки часто используются в виде ригелей и/или второстепенных балок в многоэтажных каркасах различных зданий и сооружений, большинству пользователей любых распространенных программных комплексов следует внимательнее отнестись к возможности применения таких подходов и физически нелинейных расчетов в связи с потенциальным возникновением существенной сжимающей силы и занижением коэффициентов использования для балок, а опираться в первую очередь на результаты линейных расчетов в упругой стадии многократно проверенных опытом и временем.

При замене для железобетонных балок топологии расчетной модели со стержневой аналогии на плоскую или объемную задачу с использованием специальных оболочечных или объемных КЭ на основе теорий прочности бетона можно решить задачу определения НДС, образования и раскрытия нормальных и наклонных трещин при использовании дополнительных критериев, например, предлагаемых зарубе-

жными авторами [10–12], но это также не позволит выполнить расчет небольшого пространственного каркаса здания или сооружения в разумные сроки даже с использованием многопроцессорных ЭВМ скратно большим объемом оперативной памяти. Данный подход может быть эффективен для узкого круга прикладных или научных задач, не связанных с массовым проектированием монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений.

В статически неопределимых железобетонных балках возникает эффект «перераспределения» изгибающих моментов с опоры в пролет и при несимметричном армировании опорной (3Ø14) и пролетной (3Ø10) частей балки, рассмотренной в примере выше. На основе значений изгибающих моментов, полученных из линейного упругого расчета  $M_{оп} = ql^2/12 = -84$  и  $M_{пр} = ql^2/24 = 42$  кН·м, значения коэффициентов использования по предельному изгибающему моменту будут составлять:  $K_M = M_{max}/M_{ult} = 0,98$  и  $0,66$  соответственно. При этом фактическая предельная нагрузка в 1,5 раза снизится (пропорционально соотношению изгибающих моментов в пролете  $ql^2/16$  и  $ql^2/24$ ), поскольку коэффициент использования в пролете с учетом «перераспределения» ( $M_{оп} = M_{пр} = ql^2/16 = 63$  кН·м) при таком армировании будет существенно выше единицы ( $K_M = 0,73$  и  $1,4$ ), что обязательно следует учитывать при проектировании многопролетных неразрезных балок и плит, предусматривая большее количество продольной рабочей арматуры.

При рассмотрении возможности разрушения нормального сечения в пролете и образования двух консольных балок значения

изгибающего момента в заделке мгновенно вырастают в 1,5 раза до значений  $M_{оп} = ql_k^2/2 = ql^2/8 = -126$  кН·м, где  $l_k = l/2$  — длина пролета консольных балок, и коэффициент использования в заделке также будет заметно выше единицы и составит  $K_M = 1,47$ . Таким образом, разрушение рассмотренной защемленной железобетонной балки с несимметричным армированием начнется в пролете и закончится на опорах. Очевидно, что при увеличении процента армирования  $\mu_s$  в пролетных сечениях до граничного значения относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_R$  внешний разрушающий изгибающий момент может также увеличиваться вплоть до максимально возможного значения в пролете, равного  $ql^2/8$  и соответствующего образованию пластических шарниров на опорах.

Принято считать, что эффект «перераспределения» не связан с изменением изгибной жесткости нормального сечения на опоре или это влияние является не существенным, поскольку используется метод предельного равновесия с образованием пластических шарниров, и последовательность их образования (в пролете или на опоре) не влияет на результат. Но в работе проф. В. И. Мурашева [9] обосновывается возникновение пластического шарнира уже на стадии IIa, поэтому результаты в этом случае являются сопоставимыми, и максимальный изгибающий момент на опоре, получаемый на основе линейного упругого расчета, не может достигать таких значений на опоре в принципе, поскольку изгибная жесткость нормального сечения с трещинойкратно меньше аналогичной жесткости без учета трещины. Именно поэтому в статье для термина «перераспределение» использованы кавычки и его необходимо понимать условно в виде следствия принятых допущений, исполь-

<sup>4</sup> Дарков А. В., Шапошников Н. Н. Строительная механика. М.: Высш. школа, 1986. 607 с.

зуемых в методе предельного равновесия и не имеющих физической основы.

В статье [13] отмечается, что совершенствование традиционного аппарата для расчета изгибаемых железобетонных элементов заключается в переходе к блочной модели для конструктивного элемента, в связи с чем вопрос о выборе шага разбиения или длины блоков является первостепенной и актуальной задачей, которая может быть решена на основе предложений в статье [14] по определению расстояния между нормальными трещинами на основе деформационного критерия. На следующем шаге построения новой механики изгибаемых стержневых железобетонных элементов с нормальными трещинами следует подробно разобрать и уточнить стадии

НДС, что будет проделано в следующей статье.

#### В ы в о д ы

1. Принятый в нормах СП 63.13330 метод расчета нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов на основе НДМ обладает не меньшим количеством недостатков и противоречий по сравнению с методом расчета по предельным усилиям.

2. Деформационные критерии разрушения нормального сечения железобетонной балки, принятые в НДМ с учетом гипотезы плоских сечений, не соответствуют напряженно-деформированному состоянию в предельной стадии и не позволяют количественно оценивать разрушающую нагрузку в неразрезных, рамных или пространственных ЖБК.

3. Пользователям любых пространственных программных комплексов до начала выполнения физически нелинейных расчетов ЖБК конкретных зданий и сооружений следует самостоятельно провести сопоставление результатов принятых расчетных моделей для различных конструктивных элементов с соответствующими экспериментальными данными.

4. Требуется разработка нового метода расчета железобетонных балок с нормальными трещинами, который позволит исключить указанные в статье недостатки и объединить преимущества всех известных методов расчета по допускаемым напряжениям и предельным усилиям, диаграммного метода и метода предельного равновесия.

#### С П И С О К И С Т О Ч Н И К О В

1. Карпенко Н. И., Мухамедиев Т. А., Сапожников М. А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. М.: НИИЖБ, 1987. С. 4–24.
2. Карпенко С. Н. О построении связей между приращениями напряжений и деформаций на основе различных диаграмм // Вестник гражданских инженеров. 2010. № 1. С. 60–63.
3. Карпенко Н. И., Соколов Б. С., Радайкин О. В. К определению деформаций изгибаемых железобетонных элементов с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры // Строительство и реконструкция. 2012. № 2. С. 11–20.
4. Карпенко Н. И., Радайкин О. В. К совершенствованию диаграмм деформирования бетона для определения момента трещинообразования и разрушающего момента в изгибаемых железобетонных элементах // Строительство и реконструкция. 2012. № 3. С. 10–17.
5. Карпенко Н. И., Соколов Б. С., Радайкин О. В. Совершенствование методики расчета изгибаемых железобетонных элементов без предварительного напряжения по образованию нормальных трещин // Строительные материалы. 2013. № 6. С. 54–55.
6. Соколов Б. С., Радайкин О. В. К расчету прогибов изгибаемых железобетонных элементов с учетом совместного действия изгибающих моментов и разрывающих сил с использованием нелинейной деформационной модели // Известия КГАСУ. 2014. № 4. С. 37–45.
7. Трекин Н. Н., Кодыш Э. Н., Соседов К. Е. Реализация нелинейной деформационной модели при расчете прочности нормальных сечений // Лолейтовские чтения-150 / под ред. А. Г. Тамразяна. М., 2018. С. 467–475.
8. Трекин Н. Н., Кодыш Э. Н., Трекин Д. Н. Расчет по образованию нормальных трещин в изгибаемых элементах на основе деформационной модели // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия / под ред. А. Г. Тамразяна, Д. Г. Копаницы. М., 2016. С. 448–453.
9. Мурашев В. И. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона (Основы сопротивления железобетона). М., 1950. 268 с.
10. Mathern A., Yang J. A practical finite element modeling strategy to capture cracking and crushing behavior of reinforced concrete structures [Практическая стратегия конечно-элементного моделирования для учета процессов растрескивания и разрушения железобетонных конструкций] // Materials. 2021. No. 14. Pp. 506.
11. Naotunna C. N., Samarakoon S. M., Samindi M. K., Fosse K. T. A new crack spacing model for reinforced concrete specimens with multiple bars subjected to axial tension using 3D nonlinear FEM simulations [Новая модель расположения трещин для железобетонных образцов с несколькими стержнями, подвергнутыми осевому растяжению, с использованием трех-

- мерного нелинейного МКЭ-моделирования] // Structural Concrete. 2021. No. 22. Pp. 3241–3254.
12. Maio U., Cendyn D., Greco F. et al. Finite element analysis of concrete cracking: a comparative study between a diffuse interface model and an embedded crack model [Конечно-элементный анализ растрескивания бетона: сравнительное исследование модели диффузного взаимодействия и модели встроеной трещины] // IGF26–26th International Conference on Fracture and Structural Integrity. Proc. Structural Integrity. 2021. No. 10. P. 106.
13. Перельмутер А. В., Тур В. В. Готовы ли мы перейти к нелинейному анализу при проектировании // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2017. Vol. 13. Iss. 3. С. 86–102.
14. Пекин Д. А. Совершенствование методики расчета базового расстояния между нормальными трещинами в изгибаемых железобетонных элементах // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 12. С. 10–15.  
doi: 10.33622/0869-7019.2022.12.10-15

## REFERENCES

1. Karpenko N. I., Muhamediev T. A., Sapozhnikov M. A. On the construction of a method for calculating core elements based on diagrams of deformation of materials. *Sovershenstvovanie metodov rascheta staticheski neopredelimykh zhelezobetonnykh konstrukcij* [Improvement of calculation methods for statically indeterminate reinforced concrete structures]. Moscow, NIIZHB Publ., 1987, pp. 4–24. (In Russ.).
2. Karpenko S. N. On the construction of relationships between stress and strain increments based on various diagrams. *Vestnik grazhdanskih inzhenerov*, 2010, no. 1, pp. 60–63. (In Russ.).
3. Karpenko N. I., Sokolov B. S., Radajkin O. V. To determine the deformations of bent reinforced concrete elements using deformation diagrams of concrete and reinforcement. *Stroitel'stvo i rekonstrukciya*, 2012, no. 2, pp. 11–20. (In Russ.).
4. Karpenko N. I., Radajkin O. V. To improve concrete deformation diagrams for determining the moment of cracking and the breaking moment in bent reinforced concrete elements. *Stroitel'stvo i rekonstrukciya*, 2012, no. 3, pp. 10–17. (In Russ.).
5. Karpenko N. I., Sokolov B. S., Radajkin O. V. Improvement of the methodology for calculating bent reinforced concrete elements without prestressing the formation of normal cracks. *Stroitel'nye materialy*, 2013, no. 6, pp. 54–55. (In Russ.).
6. Sokolov B. S., Radajkin O. V. To calculate the deflections of bent reinforced concrete elements taking into account the combined action of bending moments and breaking forces using a nonlinear deformation model. *Izvestiya KGASU*, 2014, no. 4, pp. 37–45. (In Russ.).
7. Trekin N. N., Kodysh E. N., Sosedov K. E. Implementation of a nonlinear deformation model for calculating the strength of normal sections. *Loleitovskie chteniya-150* [Loleitov readings-150]. Moscow, 2018, pp. 467–475. (In Russ.).
8. Trekin N. N., Kodysh E. N., Trekin D. N. Calculation of the formation of normal cracks in bendable elements based on the deformation model. *Sovremennye problemy rascheta zhelezobetonnykh konstrukcij, zdaniy i sooruzhenij na avarijnye vozdeystviya* [Modern problems of calculation of reinforced concrete structures, buildings and structures for emergency impacts]. Moscow, 2016, pp. 448–453. (In Russ.).
9. Murashev V. I. *Treshchinoustojchivost', zhestkost' i prochnost' zhelezobetona (Osnovy soprotivleniya zhelezobetona)* [Crack resistance, rigidity and strength of reinforced concrete (Fundamentals of resistance of reinforced concrete)]. Moscow, 1950. 268 p. (In Russ.).
10. Mathern A., Yang J. A practical finite element modeling strategy to capture cracking and crushing behavior of reinforced concrete structures. *Materials*, 2021, no. 14, pp. 506.
11. Naotunna C. N., Samarakoon S. M., Samindi M. K., Fosse K. T. A new crack spacing model for reinforced concrete specimens with multiple bars subjected to axial tension using 3D nonlinear FEM simulations. *Structural Concrete*, 2021, no. 22, pp. 3241–3254.
12. Maio U., Cendyn D., Greco F. et al. Finite element analysis of concrete cracking: a comparative study between a diffuse interface model and an embedded crack model. *IGF26–26th International Conference on Fracture and Structural Integrity. Proc. Structural Integrity*, 2021. 10. 106.
13. Perel'muter A. V., Tur V. V. Are we ready to switch to non-linear analysis in the design. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2017, vol. 13, iss. 3, pp. 86–102. (In Russ.).
14. Pekin D. A. Improvement of the methodology for calculating the basic distance between normal cracks in bent reinforced concrete elements. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2022, no. 12, pp. 10–15. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2022.12.10-15 ■

УВАЖАЕМЫЕ ЧИТАТЕЛИ!

НАПОМИНАЕМ, ЧТО ОФОРМИТЬ ПОДПИСКУ НА ЖУРНАЛ

**«ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»**

МОЖНО НАЧИНАЯ С ЛЮБОГО МЕСЯЦА В ЛЮБОМ ОТДЕЛЕНИИ СВЯЗИ

ИЛИ В РЕДАКЦИИ, А ТАКЖЕ ПОДПИСАТЬСЯ НА ЭЛЕКТРОННУЮ ВЕРСИЮ ЖУРНАЛА.