



ИССЛЕДОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПРЕДЕЛЬНОГО ЗНАЧЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ИЗГИБАЕМОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА

С. Д. Шмаков

Шмаков Сергей Дмитриевич, доцент кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения», Российский университет транспорта (МИИТ), г. Москва, Российская Федерация, тел.: + 7 (495) 482-44-65; e-mail: shmakov.eng@yandex.ru

Данная работа является дополнением к ранее опубликованным результатам экспериментального исследования, призванная показать и представить к обсуждению теоретические предпосылки к уточнению критериев особого предельного состояния изгибаемых железобетонных элементов. Рассмотрена актуальность защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения, в том числе путем уточнения критериев особого предельного состояния. В работе представлен ретроспективный анализ методов расчета железобетонных конструкций, а также основные принципы, действующие при расчете железобетонных конструкций с начала XX века по настоящее время. Представлено сравнение результатов расчета предельного значения несущей способности изгибаемого элемента на основе методики ОСТ 90003-38, СП 63.13330.2018, а также расчета в нелинейной постановке с некоторыми корректировками. Изложены предложения по уточнению расчета изгибаемого железобетонного элемента по прочности с учетом фактического напряженно-деформированного состояния наиболее нагруженного сечения.

Ключевые слова: методы расчета, история развития теории железобетона, изгибаемые элементы, результаты исследования натурного эксперимента, особое предельное состояние.

RESEARCH OF METHODS FOR CALCULATING THE ULTIMATE VALUE OF THE BEARING CAPACITY OF A FLEXURAL REINFORCED CONCRETE ELEMENT

S. D. Shmakov

Shmakov Sergey Dmitriyevich, Associate Professor of Building Structures, Buildings and Structures Department, Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russian Federation, phone: + 7 (495) 482-44-65; e-mail: shmakov.eng@yandex.ru

This paper supplements previously published experimental results and aims to demonstrate and present for discussion the theoretical prerequisites for refining the ultimate limit state criteria for flexural reinforced concrete elements. The relevance of protecting buildings and structures from progressive collapse is considered, including by refining the ultimate limit state criteria. This paper presents a retrospective analysis of reinforced concrete design methods, as well as the basic principles used in the design of reinforced concrete structures from the early XXth century to the present. A comparison is presented of the ultimate load-bearing capacity calculation results for a flexural element based on the OST 90003-38 and SP 63.13330.2018 standards, as well as a nonlinear calculation with some adjustments. Proposals are presented for refining the strength calculation of a flexural reinforced concrete element, taking into account the actual stress-strain state of the most heavily loaded section.

Key words: calculation methods, history of the development of reinforced concrete theory, bending elements, results of a full-scale experiment, special limit state.

Введение

Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения, в связи с увеличением случаев за-проектных воздействий на конструкции зданий и сооружений приобретает повышенную актуальность [1–2], а потому, разрабатываются строительные нормы, учитывающие данные факторы влияния.

Восприятие воздействий, не предусмотренных нормативной документацией, но приводящих к обрушению зданий и сооружений ранее не учитывалось, однако опыт проектирования и эксплуатации таких объектов, особенно повышенного уровня ответственности, показал необходимость устройства защиты от прогрессирующего обрушения, что также нашло отражение в законодательных и нормативных документах Российской Федерации, таких как Федеральные законы №116-ФЗ от 21.07.1997 «О промышленной безопасности опасных производственных объектов», №184-ФЗ от 27.12.2002 «О техническом регулировании», № 384-ФЗ от 30.12.2009 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций

и оснований. Основные положения», а также СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения». Подробнее, данные положения рассматривались ранее в [3].

Совершенствование положений теории железобетона, в том числе для аварийной ситуации с малой вероятностью возникновения, позволит, обеспечивая необходимую надежность, допустить наибольшее использование резервов строительных конструкций, выраженных в возможности возникновения особого предельного состояния. Конструктивные мероприятия [4], принимаемые для обеспечения защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения на основе существующих критериев метода предельных состояний могут приводить к росту стоимости строительства. Снижению стоимости, наравне с совершенствованием конструктивных решений для защиты от прогрессирующего обрушения, способствует использование резервов деформативности несущих элементов, путем большего перераспределения

усилий и включения в работу неразрушенных конструкций. Это приводит к возможности изменения границ предельных состояний в нестандартных аварийных расчетных ситуациях, учитывающих работу конструкций в особом предельном состоянии на стадии, близкой к исчерпанию несущей способности, т.е. уточнению критериев особого предельного состояния, представленных в СП 385.1325800.

Актуальность вопроса совершенствования критериев особого предельного состояния, возможные подходы для уточнения критериев особого предельного состояния, методика проведения экспериментального исследования, а также некоторые выводы изложены в первой части работы [3].

Материалы и методы

В 1941 году в своем труде [5] профессор Я. В. Столярков пишет: «...Теория расчета, нужная для практики, должна быть прежде всего простой, удобной в применении; но вместе с тем она должна основываться на действительной, а не на условной природе железобетона, оправдываться на опыте и быть чувствительной к переменным свойствам материала. Такая теория может быть и приближенной, лишь бы она правильно отражала влияние доминирующих факторов и чтобы ее погрешности, происходящие от неучета второстепенных факторов, были незначительны и шли, как правило, в запас прочности...

...наряду с «практической» теорией, если можно так выразиться, необходима и более строгая теория, учитывающая по возможности весь комплекс явлений, сопровождающих работу конструкции, и обеспечивающая при опытной проверке максимальную степень точности. Такая теория нужна для того, чтобы она могла служить контролем приближенных решений и быть исходной базой в исследованиях технического и технико-экономического характера...».

Разработку расчетных положений по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения, в т. ч. на стадии особого предельного состояния посвящено множество работ [6–12]. Очевидно, что наиболее точный метод расчета несущей способности изгибаемого элемента заключается в моделировании нелинейных процессов деформирования бетона и арматуры, основанных на предварительном изучении поведения конкретного материала (бетона и арматуры) путем применения опытно полученных диаграмм σ - ϵ для металла и бетона, что позволяет моделировать с высокой точностью поведение конкретного образца строительной конструкции (невязка экспериментальной и теоретической модели менее 5 %) [13], и несет значительную степень неопределенности при попытке распространить данные диаграммы для произвольной конструкции, связанной с наличием статистического разброса в результатах экспериментальных исследований даже для одной партии материала, не говоря уже о применении экспериментально полученных данных для материалов из различных партий и решается введением пониженного (гарантированного) значения

предельных характеристик, т. е., нормативного значения характеристики сопротивления, что? Безусловно? приводит к значительно большим допущениям, но обусловлено статистической изменчивостью свойств и характеристик материалов.

При формировании «инженерного», или приближенного метода расчета, рассматривая вопрос работы железобетонных элементов на стадиях, близких к предельной несущей способности, а также стадии разрушения изгибаемого элемента, помимо действующей методики СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», целесообразно рассмотреть теоретические положения расчета конструктивных элементов, выполнявшиеся на этапе становления теории железобетона.

Как известно, расчет железобетонных конструкций, с начала прошлого столетия выполнялся по методам допускаемых напряжений (1908–1938 гг.), разрушающих усилий (1938–1955 гг.) и предельным состояниям (1955 г. – н.в.).

Расчет по методу допускаемых напряжений, основанный на ряде условностей, основанных, в сущности, на положениях строительной механики, позволял обеспечивать необходимую надежность строительных конструкций, но вызывал перерасход материалов.

Большой объем накопленных за три десятилетия экспериментальных данных позволил реализовать расчет железобетонных конструкций по предложенному А. Ф. Лолейтом методу разрушающих усилий, представленному в ОСТ 90003-38 «Нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций».

Являясь по-сути противоположностью методу допускаемых напряжений, теория разрушающих усилий основывается на стадии разрушения конструкций, соответствующей пластическому состоянию арматуры и бетона.

При расчете по разрушающим усилиям принимались следующие допущения: перед разрушением сечение железобетонных конструкций находится в равновесии; перед разрушением материал конструкции находится в предельном состоянии (в момент разрушения балки имеют место оба предельных параметра сопротивление бетона сжатию при изгибе R_u и напряжение текучести арматуры σ_T что возможно, когда разрушение сжатой зоны и достижение арматурой напряжений текучести возникают одновременно, либо когда арматура достигает напряжения текучести и сохраняет их до разрушения сжатой зоны бетона, что соответствует малому и среднему проценту армирования бетона в балке, а потому вводится коэффициент $\alpha \leq 0,7$ при расчете сечения с наличием сжатой арматуры);

$$M_R = b \cdot h_0^2 \cdot R_u \cdot [\beta \cdot (1 - 0,53\beta) + \alpha'(1 - \delta')]; \quad (1)$$

$$\beta \leq 0,5; \quad (2)$$

$$\alpha \leq 0,7; \quad (3)$$

где R_u – расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе, $R_u = 1,25 R_{np}$; R_{np} – временное сопротивление сжатию призмы; σ_T – предел текучести арматуры (рис. 1);

$$\beta = \alpha - \alpha'; \quad (4)$$

$$\delta' = \frac{a'}{h_0}; \quad (5)$$

$$\alpha = \frac{F_a \cdot \sigma_T}{b \cdot h_0 \cdot R_u}; \quad (6)$$

$$\alpha' = \frac{F'_a \cdot \sigma_T}{b \cdot h_0 \cdot R_u}; \quad (7)$$

- напряжения в бетоне растянутой зоны принимают равными нулю;
- бетон сжатой зоны работает при напряжениях, равных изгибной прочности R_u ;
- применяется трапециевидная эпюра напряжения бетона;
- допускаемые усилия при изгибе и сжатии определяют делением разрушающего усилия на общий коэффициент запаса прочности k .

$$M = M_R/k, \quad (8)$$

$$N = N_R/k. \quad (9)$$

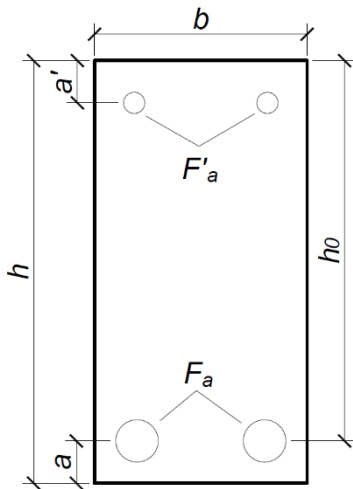


Рис. 1. Схема нормального сечения. Условные обозначения (иллюстрация автора)

Fig. 1. Normal cross-section diagram. Legend (illustration by the author)

Метод позволял учитывать упругопластическую работу бетона и регулировать запас прочности, что позволяло производить экономически эффективные конструкции.

Сравнение результатов, выполненных с применением методики ОСТ 90003-38 при оценке работы

изгибаемого железобетонного элемента в условиях особого предельного состояния

Ниже будут представлены результаты сравнительного расчета на примере опытной железобетонной балки сечением 100×180 (h) мм расчетным пролетом 1800 мм (габаритным размером $100 \times 180 \times 2000$ мм), выполненной из бетона класса В25. Армирование производилось арматурой диаметром 12 мм из стали класса А500С. Сжатая арматура, а также поперечное армирование выполнено из стали класса А500С диаметром 6 мм. Шаг поперечного армирования подбирался исходя из условия обеспечения прочности балок по наклонным сечениям и выполнялся в виде гнутых хомутов с шагом 75 мм в крайних третях балки и 150 мм в ее центральной части.

Выполнив расчет опытной балки с применением опытно полученных характеристик материалов ($R_u = 1,25 R_{np}$ определялась как кубиковая прочность по ГОСТ10180-2012 с применением коэффициента 0,95 для бетонных кубиков $10 \times 10 \times 10$ см), рассматривая полученный результат (M_R), без применения коэффициентов надежности k можно видеть, что применение норм ОСТ 90003-38 дает крайне высокую (превышение значения экспериментально полученного разрушающего момента на 6 %) сходимость с опытно полученными значениями M_{ult} (табл. 1), что укладывается в статистический разброс между результатами испытаний балок из данной серии и позволяет регулировать получаемое значение несущей способности путем введения коэффициента k . Необходимо дополнительно отметить, что данное значение разрушающей нагрузки получено с применением опытно полученных характеристик материалов. Применение нормативных характеристик материалов дает гарантированный запас по несущей способности конструктивного элемента.

Примечание: определение характеристик кубиковой прочности R с приведением кубика к размеру $20 \times 20 \times 20$ см (применяемому по нормам 1938 года) не приводит к существенному различию по итоговому результату, незначительно повышая значение разрушающего момента.

Применение же нормативных характеристик материалов ($R_{bn} = 18,5$ МПа для бетона В25 и $R_{sn} = 500$ МПа для арматуры А500С) дают запас по несущей способности от 15 до 19 % (согласно экспериментальным данным серии из 3 изгибаемых элементов) (табл. 2).

Таблица 1

Результаты расчета по методу ОСТ 90003-38 с применением экспериментально полученных характеристик материалов

№ п/п	MR, Т*М, экспер	MR, Т*М	MR, МПа*мм3	Fa, мм2	F'a, мм2	b, мм	h0, мм	a, мм	a', мм	Ru, МПа (по ГОСТ10180-2012)	σт, МПа	β	α	α'	δ'	α'≤(α-2δ')
1	2	3	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	1,85	1,949	19114956,4	220	56,55	100	156	22	9	31,9	615	0,202	0,272	0,07	0,0577	0,1565

**Результаты расчета по методу ОСТ 90003-38
с применением нормативных значений характеристик материалов**

№ п/п	MR/MR эксп.	MR, T* _M , эксп	MR, T* _M	MR, МПа*мм ³	F _a , мм ²	F'a, мм ²	b, мм	h ₀ , мм	a, мм	a', мм	R _u =R _{bu} /0,75, МПа (по ГОСТ10180-2012)	σ _t , МПа	β	α	α'	δ'	α' ≤ (α-2δ')
1	2	3	4	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	0,85244669	1,85	1,577	15470628,7	220	56,55	100	156	22	9	24,67	500	0,212	0,286	0,073	0,0577	0,1704

К недостаткам метода можно отнести невозможность учета статистических отклонений прочности отдельных материалов, нагрузочных факторов, а также особенностей конструкции одним применяющимся в расчете коэффициентом, что важно при проектировании строительных конструкций на стадии эксплуатации, но не играет значимой роли при оценке несущей способности изгибаемого элемента в условиях запроектных воздействий, когда важно лишь предельное значение несущей способности конструктивного элемента.

Следует подчеркнуть, что при рассмотрении работы железобетонного изгибаемого элемента на стадии особого предельного состояния, т. е., при однократном восприятии запроектных нагрузок конструктивным элементом с возможностью развития пластических деформаций и частичным разрушением, простота применения методики ОСТ 90003-38 и ее крайне высокая сходимость с экспериментальными данными для изгибаемых элементов с малым и средним процентом армирования бетона, учитываемыми соответствующими коэффициентами (α , α' , β), является ее наибольшим преимуществом и позволяет на основе ее математического аппарата разработать «инженерную» методику для предварительной оценки несущей способности изгибаемого железобетонного элемента в условиях особого предельного состояния.

Условия для разработки наиболее точных методов оценки несущей способности изгибаемых элементов на стадии особого предельного состояния

Переход к расчету по методу предельных состояний, введением в действие НиТУ 123-55 «Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций», а в настоящее время – СП 63.13330.2018, позволил учесть и устранить недостатки, присущие методу разрушающих усилий.

Для изгибаемых элементов, высота сжатой зоны сечения определяется из уравнения равновесия внутренних усилий в стадии разрушения. Разрушающий момент – момент внутренних усилий относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры. Т.е., при расчете по предельным состояниям применяется математический аппарат, в основе которого лежит исполнение гипотезы плоских сечений, предложенной Я. Бернулли.

Необходимо отметить, что ввиду наличия коэффициентов надежности по нагрузке, материалам и условиям работы конструктивного элемента, реальные значения напряжений бетона, получаемые в сечении железобетонного элемента при соблюдении всех нормативных требований, ориентировочно достигают 0,7 от разрушающего напряжения (σ_b), что соответствует стадии начала интенсивного

проявления пластических деформаций (рис. 2). Соответственно, расчет НДС сечения для нормальной стадии работы конструктивного элемента, в основе которого лежит математический аппарат, моделирующий работу изотропного линейно-упругого материала (разработанный на основе гипотезы плоских сечений Якова Бернулли), хорошо согласуется с работой железобетонных изгибаемых элементов в нормальных условиях (при малых деформациях и перемещениях).

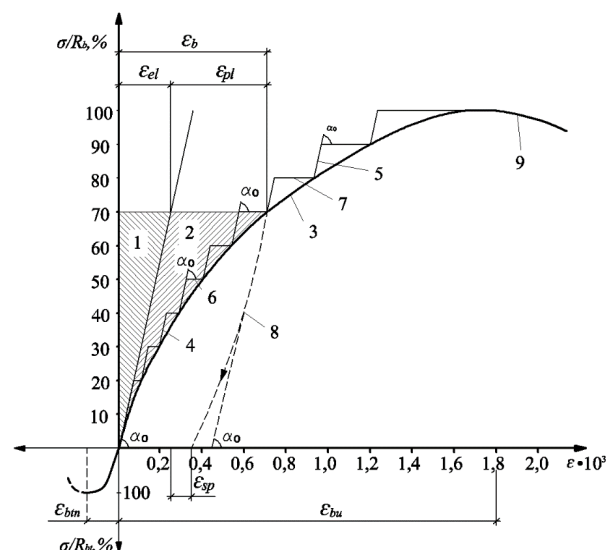


Рис. 2. Диаграмма сжатия-растяжения бетона:

- 1, 2 – области упругих и неупругих деформаций;
 - 3 – кривая полных деформаций;
 - 4, 5 – прямые упругих деформаций;
 - 6, 7 – пластические деформации; 8 – кривая разгрузки;
 - 9 – нисходящая ветвь (иллюстрация по материалам [14])
- Fig. 2. Compression-tension diagram of concrete:
1, 2 – elastic and inelastic deformation region;
3 – total deformation curve; 4, 5 – elastic deformation lines;
6, 7 – plastic deformation; 8 – unloading curve;
9 – descending branch (illustration based on materials from [14])

в основе гипотезы плоских сечений лежит предположение, что внутри стержня деформации имеют такой же характер, как на поверхности. Следовательно, сечения, плоские и нормальные к оси стержня до деформации, остаются плоскими и нормальными к его оси и после деформации. Это означает, что работа изгибаемого железобетонного элемента не допускает нарушения плоскостности (депланации) сечения, отмечающейся в некоторых экспериментальных и теоретических работах [15–19].

На стадиях, близких к максимальной несущей способности, а также стадии разупрочнения, ввиду повышенных напряжений нарушается связь между линейным распределением напряжений в сечении (рис. 3).

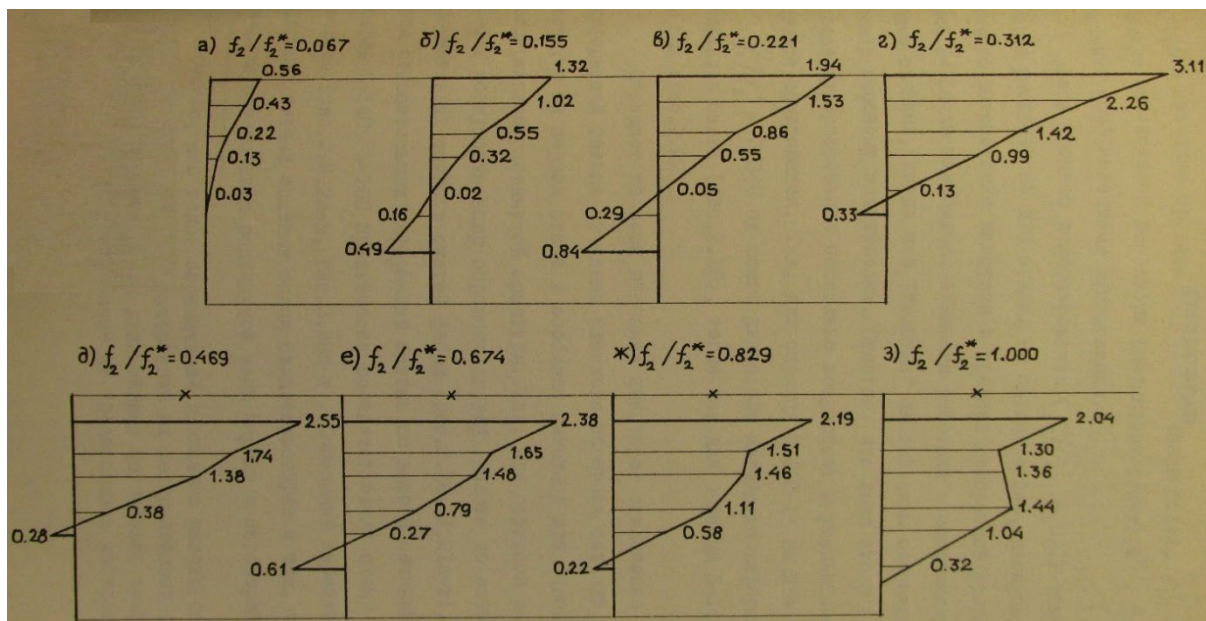


Рис. 3. Изменение эпюры деформаций в среднем сечении балки в процессе испытаний

(значения относительных деформаций увеличены в 103 раз) (по материалам А. И. Плотникова [18])

Fig. 3 - Change in the deformation diagram in the middle section of the beam during testing (relative deformation values increased by 103 times) (based on materials from A.I. Plotnikov [18])

При расчете НДС сечения на стадии, близкой к максимальной несущей способности, пренебрегать влиянием нарушения линейного распределения деформаций по высоте сечения не корректно, а потому, необходимо исследование вопроса искривления плоского поперечного сечения и нелинейного распределения деформаций (депланации) сечения.

Необходимо отметить, что линейным расчетом по предельным состояниям не учитывается возможность перемещения нейтральной оси на стадиях, близких к разрушению и после разрушения крайних волокон сечения, т.к. в расчетных формулах используются предельные значения сопротивления бетона сжатию R_b и напряжение текучести арматуры σ_T . Данным расчетом также невозможно описать стадии (процесс) изменения напряженно-деформированного состояния сечения ввиду изменения геометрии заданного сечения, потери устойчивости сжатых стержней арматуры (при наличии), а также ввиду накопления (возможного) деформаций в растянутой арматуре и потери сцепления в растянутой зоне бетона.

Метод определения напряженно-деформированного состояния сечения с учетом изменения положения нейтральной оси

Простота применения, соответствие расчетных принципов механизмам реальной работы конструктивного элемента и достаточно высокая сходимость с опытно полученными данными, позволяют применить методику ОСТ 90003-38, наравне с действующими методами расчета согласно СП 63.13330.2018 в качестве инженерного метода, предназначенного для предварительной, быстрой проверки несущей способности изгибаемого элемента особому предельному состоянию.

Для выявления безопасных границ особого предельного состояния особенно важным является

изучение и возможность математического описания механизма работы сечения изгибаемого элемента не только на стадии деформирования до максимальной несущей способности, но и за ее пределами, на стадии разрушения. Одним из наиболее значимых параметров механизма разрушения железобетонного элемента является изменение высоты сжатой зоны сечения, происходящее на разных этапах его загрузки как при росте воспринимаемой нагрузки, так и на стадии ее снижения, происходящее за счет выключения из работы (разрушения) наиболее сжатых слоев бетона. В [20] авторами предложена методика расчета, позволяющая учитывать изменение высоты сечения конструктивного элемента во время деформирования с учетом изменения положения нейтральной оси.

Для определения сходимости математической (аналитической) модели, изменения нейтральной оси, а также изменения высоты сжатой зоны бетона с экспериментальными данными рассматривался цикл нагружения конструктивного элемента от $M = 0,8 M_{ult}$ до $M = M_{ult}$, исходя из того, что высота сечения h при M_{ult} равняется начальной высоте сечения ($h = const$).

Используем следующие предпосылки для анализа расчетной модели:

Величины деформаций определяются на основе уравнений равновесия внешних и внутренних сил в рассматриваемом сечении;

Характер распределения напряжений соответствует линейной эпюре деформаций, а их величины определяются по соответствующим диаграммам деформирования σ - ε арматуры и бетона;

Усилия в нормальном сечении определяются с помощью процедуры численного интегрирования эпюры напряжений.

Таким образом, условие прочности будет состоять из следующих уравнений равновесия (рис. 4):

$$\Sigma N = 0; \quad (10)$$

$$N_b = N_s; \quad (11)$$

$$X - \Sigma M_X = 0; \quad (12)$$

$$M_{\text{вн.сил}} = M_b + M_{bt} + M_s + M_{sc}. \quad (13)$$

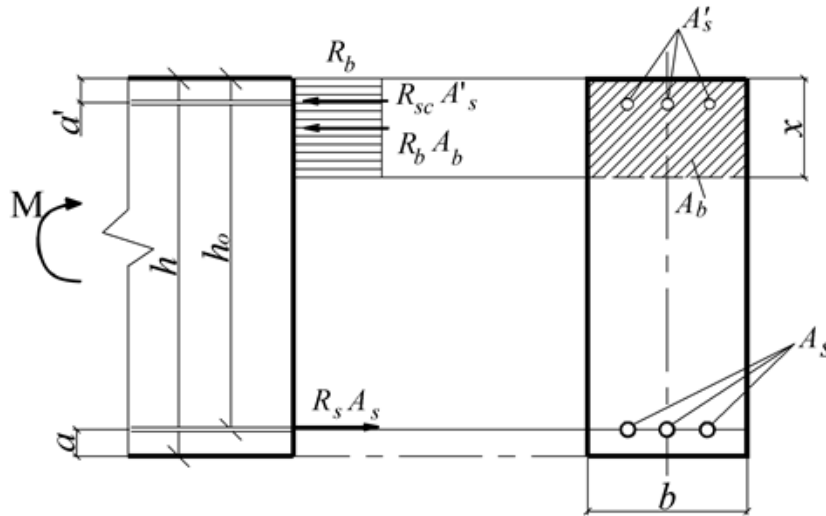


Рис. 4. Расчетная схема нормального сечения изгибаемого элемента (иллюстрация соответствует рисунку 8.1 СП 63.13330.2018)
 Fig. 4. Calculation scheme of the normal section of a bending element (the illustration corresponds to Figure 8.1 of SP 63.13330.2018)

Ввиду наличия на рассматриваемой стадии нагружения поперечных трещин в растянутой зоне бетона, для упрощения расчета примем значение момента растянутой зоны бетона равным нулю ($M_{bt} = 0$).

Составим следующее уравнение равновесия относительно середины изгибаемого элемента ($\frac{h}{2}$):

$$M_{\text{вн.сил}} = R_s \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - a\right) + R_b \times x \times b \times \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} \times A_{sc} \times \left(\frac{h}{2} - a'\right). \quad (14)$$

Представим $R_s = E_s \times \epsilon_s$, тогда $\sigma_s = E_s \times \epsilon_s \times A_s. \quad (15)$

Выразим напряжения, возникающие в бетоне:

$$M_{\text{вн.сил}} - \sigma_s \times \left(\frac{h}{2} - a\right) - R_{sc} \times A_{sc} \times \left(\frac{h}{2} - a'\right) = R_b \times x \times b \times \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2}\right). \quad (16)$$

Экспериментально получены значения относительных деформаций арматуры (ϵ_s) и ее площади, переменные R_s и A_s известны в каждый момент деформирования изгибаемого элемента.

Задавая известные значение R_s и ϵ_s , исходя из уравнения равновесия, а также зависимости от принимаемой функции распределения R_b для двух-, трех- или криволинейной функции графика $\sigma_b - \epsilon_b$, методом перебора определим высоту сжатой зоны x , положение нейтральной оси.

Напряжения, возникающие в арматурных стержнях, определялись исходя из экспериментально полученных зависимостей « $\sigma_s - \epsilon_s$ » арматуры опытных балок.

Учитывалось, что после достижения арматурой относительных деформаций, равных пределу текучести, напряжения в арматуре будут приниматься $\sigma_s = \sigma_{st}$.

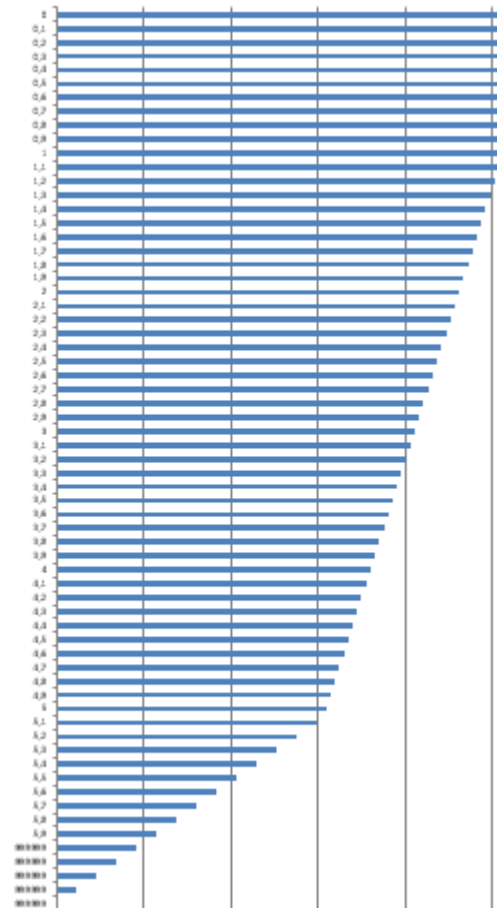


Рис. 5. Пример визуализированного фрагмента эпюры усилий в бетоне сжатой зоны (образец Ш12-6) при $M = M_{\text{шт}}$ (иллюстрация автора)
 Fig. 5. An example of a visualized fragment of the stress diagram in concrete in the compressed zone (sample Ш12-6) at $M = M_{\text{шт}}$ (illustration by the author)

Применение такого подхода, в отличие от расчета с изначально заданным значением $\epsilon_{b2} = \epsilon_{bult}$ (принималось равным 0,0035), позволяет получить сходимость аналитической модели и экспериментальных данных как по значению высоты сжатой зоны, так и по достигаемым относительным деформациям арматуры (ϵ_s) с погрешностями до 3–5 % в зависимости от стадии деформирования (табл. 3).

К особенностям применения данного метода расчета можно отнести возможность учета изменения высоты сечения в зависимости от стадии деформирования, что позволяет определять остаточную высоту сжатой зоны бетона, исходя из известной функции распределения R_b относительных деформаций ϵ_b , что позволяет с определенной степенью достоверности производить моделирование

стадии разрушения изгибаемого элемента, в т. ч. учитывая перемещение нейтральной оси x (подробнее будет представлено в следующих работах авторов). Пример визуализированного фрагмента эпюры усилий в бетоне сжатой зоны (образец Ш12-6) при $M = M_{ult}$ представлен на рисунке 5. График « $M/M_{ult} - f/l$ » для образца Ш12-6 представлен на рисунке 6. Целесообразно отметить, что после наступления текучести арматуры, линейный закон распределения относительных деформаций бетона и арматуры может давать некоторые погрешности.

На примере балки Ш12-6 произведем расчет несущей способности для $M = M_{ult}$. С применением опытно полученных характеристик бетона и арматуры, а также с применением нормативных значений данных характеристик.

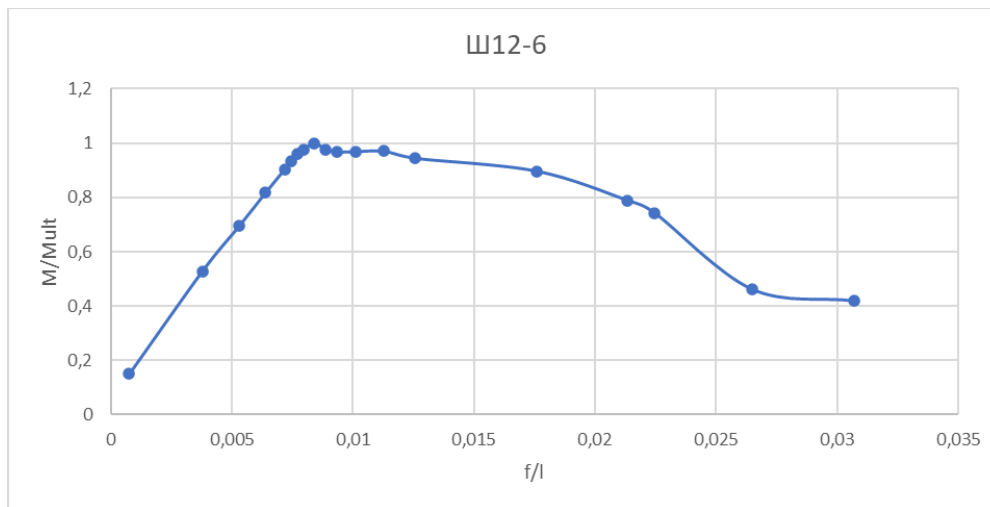


Рис. 6. График « $M/M_{ult} - f/l$ » для образца Ш12-6:

f – прогиб, l – расчетная длина изгибаемого элемента (иллюстрация автора)

Fig. 6. "M/Mult – f/l" diagram for sample Ш12-6:

f is the deflection, l is the calculated length of the bending element (illustration by the author)

Анализируя результаты экспериментальных данных, представленные в [3], на примере балки Ш12-6, покажем сходимость экспериментальных данных с теоретическими, полученными по методике авторов, представленной в [20], а также рассмотрим сходимость экспериментальных данных

с теоретическими, реализуемыми с применением экспериментально полученных характеристик материалов, без учета коэффициентов надежности согласно действующей методике по СП 63.13330.2018 (табл. 3). Изображение изгибаемого элемента после проведения испытания представлено на рисунке 7.

Таблица 3

Результаты расчета по различным методикам

№ п/п	Методика расчета	Mult эксп., кг × м	Mult расч. реальные хар. матер., кг × м (Rcs = 400 МПа, за исключением ОСТ 90003-38)	Mult эксп. / Mult расч. реальные хар. матер.	Mult расч. норм. хар., кг × м	Mult эксп. / Mult расч. расч. хар.
1	2	3	4	5	6	7
2	Нелинейный метод расчета	1854	1797	1,03	1473	1,26
3	Расчет по СП 63.13330.2018	1854	1899	0,98	1540	1,20
4	Расчет по ОСТ 90003-38	1854	1948	0,95	1577	1,18



Рис. 7. Фотография конструктивного элемента после завершения испытания (иллюстрация автора)

Fig. 7. Photo of the structural element after completion the test (illustration by the author)

Из таблицы 3 видно, что сходимость теоретических и экспериментальных данных по методу ОСТ 90003-38, СП 63.13330.2018, а также по нелинейному методу расчета имеет крайне высокую степень сходимости (до 5 %).

Выводы

Применение методов, основанных на предельных значениях характеристик сопротивления материалов (СП 63.13330.2018 (расчет в линейной постановке), ОСТ 90003-38) позволяют с высокой долей достоверности оценивать предельное значение несущей способности, но ограничены в возможности моделировать стадию разрушения изгибаемого элемента, т. к. не содержат прямой зависимости между напряжениями и деформациями материалов на стадии нисходящей ветви диаграмм σ - ε бетона и арматуры. В качестве предварительного метода оценки несущей способности изгибаемого элемента могут применяться методики ОСТ 90003-38. В качестве «инженерного» метода оценки может приме-

няться расчет, выполняемый в линейной постановке по методу СП 63.13330.2018 с нормативными характеристиками материалов.

При наличии экспериментальных данных о напряженно-деформированном состоянии арматуры и бетона, кривизне сечения, а также экспериментально полученных диаграммах σ - ε бетона и арматуры, может быть выполнен расчет в нелинейной постановке, позволяющий моделировать стадию разрушения сечения изгибаемого элемента, учитывающий изменение высоты сечения и изменение нейтральной оси. К особенностям выполнения данного расчета относятся необходимость составления уравнения равновесия, руководствуясь относительными деформациями арматуры, т. к. относительные деформации и напряжения бетона в сечении железобетонного элемента не всегда достигают своего предельного значения. Сходимость относительных деформаций бетона и арматуры в таком случае укладывается в погрешность менее 10 % и связана с выбором эпюры распределения деформаций бетона.

Список литературы

1. Золина Т. В. Конструктивные решения общественного сооружения при террористических угрозах на примере реализации инвестиционно-строительного проекта / Т. В. Золина, Н. В. Купчикова, А. В. Кулебянов // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2024. – № 2 (48). – С. 118–122. – DOI 10.52684/2312-3702-2024-48-2-118-122. – EDN WUTQHA.
2. Trekin N. N. Determination of the Criteria of Deformation in a Special Limiting State / N. N. Trekin, E. N. Kodysh, S. D. Shmakov, et al. // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2021. – Vol. 17, № 1. – P. 108–116. – DOI 10.22337/2587-9618-2021-17-1-108-116. – EDN EZKHRK.
3. Шмаков С. Д. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента на стадии особого предельного состояния / С. Д. Шмаков // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2025. – № 4 (54). – С. 5–11.
4. Келасьев Н. Г. Конструктивные решения защиты одноэтажных каркасных зданий от прогрессирующего обрушения / Н. Г. Келасьев, Н. Н. Трекин, Э. Н. Кодыш и др. // Промышленное и гражданское строительство. – 2021. – № 3. – С. 17–22. – DOI 10.33622/0869-7019.2021.03.17-22. – EDN HZUMIM.
5. Столяров Я. В. Введение в теорию железобетона / Я. В. Столяров. – Москва ; Ленинград: Госстройиздат, 1941. – 448 с.
6. Белостоцкий А. М. О методах расчета напряженно-деформированного состояния и на устойчивость к прогрессирующему обрушению пространственных плитнооболочечных железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности, трещинообразования и приобретаемой анизотропии / А. М. Белостоцкий, Н. И. Карпенко, П. А. Акимов и др. // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. – 2018. – Т. 14, № 2. – С. 30–47. – DOI 10.22337/2587-9618-2018-14-2-30-47. – EDN XWXBWP.
7. Колчунов В. И. Деформирование железобетонных каркасов многоэтажных зданий в запредельных состояниях при особых воздействиях / В. И. Колчунов, О. Б. Бушова // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2022. – Т. 18, № 4. – С. 297–306. – DOI 10.22263/1815-5235-2022-18-4-297-306. – EDN BUPNOO.
8. Савин С. Ю. Устойчивость железобетонных каркасов зданий в запредельных состояниях / С. Ю. Савин, Н. В. Федорова, В. И. Колчунов // Academia. Архитектура и строительство. – 2023. – № 4. – С. 127–137. – DOI 10.22337/2077-9038-2023-4-127-137. – EDN DCUCJI.
9. Травуш В. И. Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зданий и сооружений / В. И. Травуш, В. И. Колчунов, Н. В. Ключева // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – № 3. – С. 4–11. – EDN TOBVVD.
10. Travush V. I. Survivability of structural systems of buildings with special effects / V. I. Travush, N. V. Fedorova // Magazine of Civil Engineering. – 2018. – № 5 (81). – P. 73–80. – DOI 10.18720/MCE.81.8. – EDN VKGVTX.
11. Зенин С. А. К вопросу расчета железобетонных конструкций на действие изгибающих моментов, продольных и поперечных сил по СП 63.13330.2018 / С. А. Зенин // Бетон и железобетон. – 2023. – № 2 (616). – С. 50–55. – DOI 10.37538/0005-9889-2023-2(616)-50-55. – EDN CCTIYB.
12. Трекин Н. Н. О необходимости нормирования особого предельного состояния / Н. Н. Трекин, Э. Н. Кодыш, И. А. Терехов // XIV Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием): материалы научно-практической конференции, Сочи, 11–15 октября 2021 года. – Москва: Российская ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий, 2021. – С. 129–132. – DOI 10.37153/2687-0045-2021-14-129-132. – EDN JECLDJ.
13. Трекин Н. Н. Фактическое напряженно-деформированное состояние железобетонного изгибаемого элемента на различных этапах нагружения / Н. Н. Трекин, Э. Н. Кодыш, С. Д. Шмаков и др. // Бетон и железобетон. – 2025. – № 5(630). – С. 30–41. – DOI 10.37538/0005-9889-2025-5(630)-30-41. – EDN ZYNWFB.
14. Кодыш Э. Н. Железобетонные конструкции: Учебник для вузов: в 2 ч. / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, В. С. Федоров, И. А. Терехов. – 2-е изд., доп. и перераб. – Москва: АСВ, 2022. – 388 с. – ISBN 978-5-4323-0437-7. – EDN RSYIVL.
15. Бондаренко В. М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – Москва: АСВ, 2004. – 472 с.,



16. Гроздов В. Т. Экспериментальное исследование распределения деформаций в арматуре и бетоне на участках между трещинами изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном динамическом нагружении / В. Т. Гроздов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1997. – № 5. – С. 10–13.
17. Хакимов Ш. А. Особенности трещинообразования в балках с различной толщиной защитного слоя бетона / Ш. А. Хакимов // Воздействие статических, динамических и многократно повторяющихся нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций. – Москва : Стройиздат, 1972. – С. 65–86.
18. Плотников А. И. Динамика упругопластических железобетонных балок при действии интенсивных кратковременных нагрузок аварийного характера : дисс. ... канд. техн. наук. – Москва, 1994. – 375 с.
19. Балущин А. Л. Моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов на участках между дискретными трещинами / А. Л. Балущин // Вестник гражданских инженеров. – 2010. – № 4 (25). – С. 43–47.
20. Трекин Н. Н. Фактическое напряженно-деформированное состояние железобетонного изгибаемого элемента на различных этапах нагружения / Н. Н. Трекин, Э. Н. Кодыш, С. Д. Шмаков и др. // Бетон и железобетон. – 2025. – № 5 (630). – С. 30–41. – DOI 10.37538/0005-9889-2025-5(630)-30-41. – EDN ZYNWFB.

References

1. Zolina T. V., Kupchikova N. V., Kulebyanov A. V. Konstruktivnye resheniya obshchestvennogo sooruzheniya pri terroristicheskikh ugrozakh na primere realizatsii investitsionno-stroitel'nogo proekta [Constructive solutions of public buildings in case of terrorist threats on the example of the implementation of an investment and construction project]. *Inzhenerno-stroitel'nii vestnik Prikaspiya* [Engineering and Construction Bulletin of the Caspian Region]. 2024, no. 2 (48), pp. 118–122. DOI: 10.52684/2312-3702-2024-48-2-118-122.
2. Trekin N. N., Kodysh E. N., Shmakov S. D., et al. Determination of the Criteria of Deformation in a Special Limiting State. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021, vol. 17, no. 1, pp. 108–116. DOI: 10.22337/2587-9618-2021-17-1-108-116.
3. Shmakov S. D. Eksperimentalnoe issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya izgibaemogo zhelezobetonogo elementa na stadii osobogo predelnogo sostoyaniya [Experimental study of the stress-strain state of a bending reinforced concrete element at the stage of a special limit state]. *Inzhenerno-stroitel'nii vestnik Prikaspiya* [Engineering and Construction Bulletin of the Caspian Region]. 2025, no. 4 (54), pp. 5–11.
4. Kelasev N. G., Trekin N. N., Kodysh E. N., et al. Konstruktivnye resheniya zashchity odnoetazhnykh karkasnykh zdaniy ot progressivnykh obrusheniya [Structural solutions for protecting one-story frame buildings from progressive collapse]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering]. 2021, no. 3, pp. 17–22. DOI: 10.33622/0869-7019.2021.03.17-22.
5. Stolyarov Ya. V. Vvedenie v teoriyu zhelezobetona [Introduction to the theory of reinforced concrete]. Moscow; Leningrad: Gosstroyizdat, 1941. 448 p.
6. Belostotsky A. M., Karpenko N. I., Akimov P. A., et al. O metodakh rascheta napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya i na ustoychivost k progressivnykh obrusheniya prostranstvennykh plitno-obolocheknykh zhelezobetonnykh konstrukttsii s uchetom fizicheskoi nelineinosti, treshchinoobrazovaniya i priobretaemoy anizotropii [About development of methods of analysis and assessment of vulnerability of spatial plate-shell reinforced concrete structures with allowance for physical non-linearities, crack formation and induced anisotropy]. *Mezhdunarodnyi zhurnal po raschetu grazhdanskikh i stroitelnykh konstrukttsii* [International Journal for Computational Civil and Structural Engineering]. 2018, vol. 14, no. 2, pp. 30–47. DOI: 10.22337/2587-9618-2018-14-2-30-47.
7. Kolchunov V. I., Bushova O. B. Deformirovaniye zhelezobetonnykh karkasov mnogoetazhnykh zdaniy v zapredelnykh sostoyaniyakh pri osobikh vozdeystviyakh [Deformation of reinforced concrete frames of multi-storey buildings in extreme conditions under special influences]. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstrukttsiy i sooruzheniy* [Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings]. 2022, vol. 18, no. 4, pp. 297–306. DOI: 10.22363/1815-5235-2022-18-4-297-306.
8. Savin S. Yu., Fedorova N. V., Kolchunov V. I. Ustoichivost zhelezobetonnykh karkasov zdaniy v zapredelnykh sostoyaniyakh [Analysis of Reinforced Concrete Building Frames under Ultimate States]. *Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo* [Academia. Architecture and Construction]. 2023, no. 4, pp. 127–137. DOI: 10.22337/2077-9038-2023-4-127-137.
9. Travush V. I., Kolchunov V. I., Klyueva N. V. Nekotorye napravleniya razvitiya teorii zhivuchesti konstruktivnykh sistem zdaniy i sooruzheniy [Some directions of development of survivability theory of structural systems of buildings and structures]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering]. 2015, no. 3, pp. 4–11.
10. Travush V. I., Fedorova N. V. Survivability of structural systems of buildings with special effects. *Magazine of Civil Engineering*. 2018, no. 5 (81), pp. 73–80. DOI: 10.18720/MCE.81.8.
11. Zenin S. A. K voprosu rascheta zhelezobetonnykh konstrukttsii na deystvie izgibayushchikh momentov, prodolnykh i poperechnykh sil po SP 63.13330.2018 [On the issue of calculations of reinforced concrete structures under the action of bending moments, longitudinal and transverse forces according to SP 63.13330.2018]. *Beton i zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2023, no. 2 (616), pp. 50–55. DOI: 10.37538/0005-9889-2023-2(616)-50-55.
12. Trekin N. N., Kodysh E. N., Terekhov I. A. O neobkhodimosti normirovaniya osobogo predelnogo sostoyaniya [On the necessity of regulation of a special limit state]. *XIV Rossiyskaya natsionalnaya konferentsiya po seismostoikomu stroitel'stvu i seismicheskomu raionirovaniyu (s mezhdunarodnim uchastiem) : materialy nauchno-prakticheskoi konferentsii, Sochi, 11–15 oktyabrya 2021 goda* [XIV Russian National Conference on Earthquake-Resistant Construction and Seismic Zoning (with international participation): Proceedings of the Scientific and Practical Conference, Sochi, October 11–15, 2021]. Moscow: Rossiyskaya assotsiatsiya po seismostoikomu stroitel'stvu i zashchite ot prirodnykh i tekhnogennikh vozdeystviy; 2021, pp. 129–132. DOI: 10.37153/2687-0045-2021-14-129-132.
13. Trekin N. N., Kodysh E. N., Shmakov S. D. et al. Fakticheskoe napryazhenno-deformirovannoe sostoyaniye zhelezobetonogo izgibaemogo elementa na razlichnykh etapakh nagruzheniya [Actual stress-strain state of a reinforced concrete bending element at various stages of loading]. *Beton i zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2025, no. 5 (630), pp. 30–41. DOI: 10.37538/0005-9889-2025-5(630)-30-41.
14. Kodysh E. N., Trekin N. N., Fedorov V. S., Terekhov I. A. Zhelezobetonnye konstrukttsii [Reinforced concrete structures]. 2nd ed., revised and enlarged. Moscow: ASV; 2022, 388 p. ISBN 978-5-4323-0437-7.

15. Bondarenko V. M., Kolchunov V. I. *Raschetnie modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona* [Design models of force resistance of reinforced concrete]. Moscow: ASV; 2004, 472 p.
16. Grozdov V. T. Eksperimentalnoe issledovanie raspredeleniya deformatsii v armature i betone na uchastkakh mezhdru treshchinami izgibaemikh zhelezobetonnykh elementov pri kratkovremennom dinamicheskom nagruzhении [Experimental study of the distribution of deformations in reinforcement and concrete in areas between cracks of bent reinforced concrete elements under short-term dynamic loading]. *Izvestiya vuzov. Stroitelstvo i arkhitektura* [News of Higher Educational Institutions. Construction and Architecture]. 1997, no. 5, pp. 10–13.
17. Khakimov Sh. A. Osobennosti treshchinoobrazovaniya v balkakh s razlichnoi tolshchinoi zashchitnogo sloya betona [Features of crack formation in beams with different thicknesses of the protective layer of concrete]. *Vozdeistvie staticheskikh, dinamicheskikh i mnogokratno povtoryayushchikhsya nagruzok na beton i elementi zhelezobetonnykh konstruksii* [The Impact of Static, Dynamic and Repeated Loads on Concrete and Elements of Reinforced Concrete Structures]. Moscow: Stroyizdat; 1972, pp. 65–86.
18. Plotnikov A. I. *Dinamika uprugoplasticheskikh zhelezobetonnykh balok pri deistvii intensivnykh kratkovremennykh nagruzok avariinogo kharaktera* [Dynamics of elastic-plastic reinforced concrete beams under the action of intense short-term emergency loads]. Moscow; 1994, 375 p.
19. Balushkin A. L. Modelirovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zhelezobetonnykh elementov na uchastkakh mezhdru diskretnimi treshchinami [Modeling of intensely deformed condition of reinforced members in the zones between discrete cracks]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov* [Bulletin of Civil Engineers]. 2010, no. 4 (25), pp. 43–47.
20. Trekin N. N., Kodysh E. N., Shmakov S. D. et al. Fakticheskoe napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie zhelezobetonno izgibaemogo elementa na razlichnykh etapakh nagruzheniya [Actual stress-strain state of a reinforced concrete bending element at various stages of loading]. *Beton i zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2025, no. 5 (630), pp. 30–41. DOI: 10.37538/0005-9889-2025-5(630)-30-41.

© С. Д. Шмаков

Ссылка для цитирования:

Шмаков С. Д. Исследование методов расчета предельного значения несущей способности изгибаемого железобетонного элемента // Инженерно-строительный вестник Прикаспия : научно-технический журнал / Астраханский государственный архитектурно-строительный университет. Астрахань : ГБОУ АО ВО «АГАСУ», 2026. № 1 (55). С. 60–69.

УДК 69.07, 624.046, 624.943.3
DOI 10.52684/2312-3702-2026-55-1-69-75

**ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ И ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ
В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМАХ ПРИ АВАРИЙНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ**

С. Р. Меликестян, П. А. Кайдас

Меликестян Сергей Романович, преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Российская Федерация, тел.: + 7 (934) 888-44-00; e-mail: MeliksetyanSR@mgsu.ru;

Кайдас Павел Анатольевич, старший преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Российская Федерация, тел.: + 7 (978) 808-12-26; e-mail: KaydasPA@mgsu.ru

В статье представлены результаты конечно-элементного моделирования четырех серий монолитных железобетонных рам, различающихся схемами армирования. Выполнен сравнительный анализ податливости узловых сопряжений в условиях аварийного нагружения. Нагрузочные и жесткостные характеристики назначались на основе несущей способности расчетных сечений. В качестве диагностических областей рассмотрены опорные зоны ригеля над удаляемой средней и крайней колоннами. Оценивалось изменение изгибающих моментов и параметров трещинообразования. Численные эксперименты подтвердили определяющее влияние исходного уровня статического нагружения, конструктивного армирования и податливости узлов на динамическую трещиностойкость рамных систем. Полученные данные могут быть использованы для оценки живучести зданий и сооружений при запроектных воздействиях.

Ключевые слова: монолитные рамные каркасы, сложное напряженно-деформированное состояние, аварийное воздействие, конечно-элементное моделирование.

**REDISTRIBUTION OF FORCES AND CRACK FORMATION IN REINFORCED CONCRETE FRAMES
UNDER ACCIDENTAL IMPACTS**

S. R. Melikestyan, P. A. Kaydas

Meliksetyan Sergey Romanovich, Lecturer of Industrial and Civil Engineering Department, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Russian Federation, phone: + 7 (934) 888-44-00; e-mail: MeliksetyanSR@mgsu.ru;

Kaydas Pavel Anatolyevich, Senior Lecturer of Industrial and Civil Engineering Department, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Russian Federation, phone: + 7 (978) 808-12-26; e-mail: KaydasPA@mgsu.ru

This article presents the results of finite element modeling for four series of monolithic reinforced concrete frames with different reinforcement patterns. A comparative analysis of the joint compliance under emergency loading conditions is per-