

УДК 624.012.45

ЭВОЛЮЦИЯ НОРМАТИВНОГО ПОДХОДА К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ*

Д.А. СЕМЕНОВ, аспирант,

Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
195251, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, 29; spb.rcsoft@gmail.com

Рассмотрены вопросы расчетов прочности нормальных сечений, ширины раскрытия трещин, жесткости и учета влияния прогибов на несущую способность элементов в рамках эволюции отечественных норм. Основным расчетным инструментом современного норматива является нелинейная деформационная модель. Отмечается загруженность нормативного расчетного аппарата эмпирическими коэффициентами. Разработка уточненных расчетных моделей, снижающих роль эмпирической составляющей теории железобетонных конструкций, представляется одним из путей совершенствования норм.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: обзор норм, расчет железобетонных конструкций, прочность, жесткость, устойчивость.

Введение. Расчет железобетонных конструкций состоит из двух основных этапов: вычисления внутренних усилий в расчетной схеме и последующего подбора или проверки сечений конструктивных элементов. Вклад в надежность проектного решения как найденных усилий, так и адекватного расчета сечений имеет соизмеримый вес. Однако, совершенствованию методов расчета сечений уделяется значительно меньше внимания, чем развитию строительной механики конструкций. Расчет сечений железобетонных элементов в РФ регламентируется нормами [1]. В работах [2, 3] как нормативные, так и другие методы расчета сечений верифицированы по данным лабораторных испытаний. Отмечено, что надежность расчетов, в первую очередь, достигается коэффициентами безопасности, а не расчетными предпосылками методов.

В рамках повышения надежности и дальнейшего совершенствования методов расчета железобетонных элементов обзор эволюции нормативного подхода представляется актуальной задачей. Оригинальные обозначения параметров для удобства восприятия в старых нормативах заменены на современные.

Н-3-46. Исторически первым обоснованием железобетонных элементов являлись прочностные расчеты по допускаемым напряжениям полагая линейно-упругое деформирование. Уже в [4] требуется расчет прочности сечений по стадии разрушения. При этом надежность обеспечивается единственным коэффициентом запаса, зависящим от типа разрушения элемента и соотношения между постоянными и временными нагрузками.

НиТУ 123-55. Нормы [5] регламентируют расчеты по несущей способности, деформациям и раскрытию трещин. Единый коэффициент запаса заменен на совокупность коэффициентов перегрузки, условий работы и неоднородности материалов.

Метод предельных усилий закреплен в расчетах прочности при поперечном изгибе, допуская одновременное наступление предельных состояний бетона и всех арматурных стержней сечения. В случае совместного действия продольной силы и косоугольного изгиба, прочность обосновывается методом "обратной поверхности",

$$\frac{1}{N} = \frac{1}{N_z} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_0}, \quad (1)$$

где N - искомая несущая способность сечения при косом внецентренном

* Статья публикуется в порядке обсуждения

сжатии; N_0 - при центральном сжатии; N_z и N_y - при внецентренном сжатии в плоскостях (zox) и (yox) соответственно.

Влияние прогибов на несущую способность учитывается для элементов гибкостью $l_0/i > 35$. В рамках расчетов по недеформированной схеме, начальный эксцентриситет продольного усилия e_0 увеличивается домножением на коэффициент $\eta > 1$,

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{4800R_b \cdot A} \cdot \left(\frac{l_0}{i}\right)^2}, \quad (2)$$

где R_b - предел прочности бетона (на сжатие при изгибе), i - радиус инерции поперечного сечения в плоскости изгиба, l_0 - расчетная длина, A - площадь сечения.

Деформации железобетонных элементов определяются согласно теории строительной механики. Вклад растянутого бетона между трещинами в жесткость элементов учитывается коэффициентом ψ_s , модифицирующим модуль упругости стали E_s . Значения ψ_s приведены в табличном виде и, например, для изгибаемых элементов прямоугольного сечения находятся в диапазоне $\psi_s = 0.39..0.99$.

Ширина раскрытия трещин a_{crc} соответствует произведению шага трещин l_{crc} на величину средних на шаге деформаций арматуры ε_s ,

$$a_{crc} = \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_{crc}. \quad (3)$$

Расстояние между трещинами (шаг) определяется эмпирической зависимостью:

$$l_{crc} = k_l \cdot \alpha \cdot \frac{d_b}{4}, \quad (4)$$

где k_l - табличный коэффициент, зависящий от σ_s и μ , для изгибаемых элементов - от 2.2 до 22.8, α - отношение модулей упругости стали к бетону, d_b - диаметр арматурных стержней.

СНиП II-В.1-62*. В следующих по порядку нормах [6] расчеты по несущей способности, деформациям и раскрытию трещин обозначены как 1-е, 2-е и 3-е предельное состояние соответственно. Расширена номенклатура коэффициентов условий работы.

Метод предельных усилий распространен на совместное действие продольной силы и косоуго изгиба в случае "больших" эксцентриситетов, при этом требуется совпадение плоскостей изгиба и главного момента. Уравнения равновесия формируются в локальной системе координат с началом в центре тяжести растянутой арматуры, ориентированной вдоль силовой плоскости. Уравнение моментов из силовой плоскости намеренно превращается в тождество соответствующей расстановкой стержней сжатой арматуры. При "малых" эксцентриситетах расчет осуществляется по (1), как в НиТУ 123-55.

Повышающий коэффициент η скорректирован, в знаменателе формулы (2) численная константа "4800" заменена функцией

$$12 \cdot \frac{66000}{R + 350} \cdot \left(\frac{1}{e_0/h + 0.16} + 200 \cdot \mu + 1 \right). \quad (5)$$

Вместо табличного определения НиТУ 123-55 для коэффициента ψ_s используется аналитическая зависимость:

$$\psi_s = 1.3 - s \cdot m - \frac{1 - m}{6 - 4.5 \cdot m}, \quad (6)$$

где s - коэффициент, характеризующий профиль арматурных стержней и длительность действия нагрузки ($s = 1.1$ для периодического профиля и кратковременной нагрузки), m - отношение изгибающего момента непосредственно после образования трещин к его текущему значению.

Формула (3) для a_{crc} изменений не претерпела, однако, значение l_{crc} (4) для арматуры периодического профиля уменьшено на 30%.

СНиП II-21-75. В нормах [7] расчеты по несущей способности и по пригодности к нормальной эксплуатации называются расчетами по первой (I) и второй (II) группе предельных состояний соответственно. К II-й группе отнесены расчеты по раскрытию трещин и определению перемещений.

В расчетах прочности вместо "больших" и "малых" эксцентриситетов введено понятие граничного значения относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R . Если $\xi > \xi_R$, то наиболее растянутые стержни арматуры не достигают расчетного сопротивления при предельном моменте, $\sigma_s < R_y$. Расчет прочности при совместном действии продольной силы и косоуго изгиба называется общим случаем расчета (при любых сечениях, внешних усилиях и любом армировании). Напряжения в арматурных стержнях σ_s принимаются пропорциональными удалению от нейтральной линии.

Основным способом учета влияния прогибов на несущую способность элементов принят расчет по деформированной схеме. Альтернативно элементы гибкостью $l_0/i > 14$ допускается рассчитывать по недеформированной схеме, где формула (2) переписана в виде:

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}, \quad (7)$$

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[\frac{I}{\phi_l} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 \right) + \alpha \cdot I_s \right], \quad (8)$$

где N_{cr} - условная критическая сила по формуле (8), l_0 - расчетная длина внецентренно-сжатых элементов, I и I_s - моменты инерции площадей сечения бетона и продольной арматуры (относительно центра тяжести), δ_e - относительное значение эксцентриситета продольной силы e_0 / h , ϕ_l - коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки.

Обновленная формула для вычисления ширины раскрытия трещин чувствительна к размерностям параметров,

$$a_{crc} = k \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3.5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d_b}, \quad (9)$$

где a_{crc} в мм, k - коэффициент, учитывающий вид деформаций, μ - коэффициент армирования рабочей зоны бетона, не более 0.02, η - коэффициент, учитывающий влияние типа профиля арматуры, d_b - диаметр арматурного стержня, мм.

Коэффициент ψ_s используется только при определении жесткости, его выражение упрощено по сравнению с (6) (СНиП II-B.1-62*),

$$\psi_s = 1.25 - s \cdot m. \quad (10)$$

СНиП II-21-75 допускает не производить расчеты по раскрытию трещин и деформациям, если практикой применения или опытной проверкой установлено, что a_{crc} не превышает допустимых значений и жесткость в стадии эксплуатации достаточна.

СНиП 2.03.01-84*. Нормы [8] принципиально не отличаются от предыдущих в части рассматриваемых вопросов. В формулах (8) - (10) изменились обозначения параметров с сохранением их физического смысла.

СП 52-101-2003. В нормативе [9] основным инструментом для расчета прочности и жесткости является деформационная модель. Метод предельных усилий допускается использовать только для прямоугольных сечений с двойным армированием при действии усилий в плоскости симметрии сечения (формальный запрет на применение при косом деформировании). Пособие к СП 52-101-2003 [10] (2005) допускает использование метода "силовых горизонталей" применительно к расчету прочности прямоугольных сечений при косом внецентренном сжатии (с симметричной арматурой). Расчет производится из условия (11), где показатели степени α , β зависят от уровня продольной силы и определяются формулами (3.131-3.132) [8].

$$\left(\frac{M_z}{M_{z0}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{y0}}\right)^\beta = 1, \quad (11)$$

где M_{z0} и M_{y0} - предельные моменты сечения при внецентренном сжатии в плоскостях (xoy) и (xoz) при уровне силы N , α и β - коэффициенты, зависящие от геометрических размеров элемента, количества и расстановки продольных и поперечных арматурных стержней, свойств бетона и арматуры, величины защитного слоя и др.

Выражение N_{cr} (8) обновлено,

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l_0^2} \cdot \left[\frac{0.15}{\phi_l \cdot (0.3 + \delta_e)} E_b \cdot I + 0.7 \cdot E_s \cdot I_s \right]. \quad (12)$$

Положения СНиП II-21-75 и СНиП 2.03.01-84 о возможности оценки II группы предельных состояний на основании практики применения или экспериментов аннулированы.

Коэффициент ψ_s в расчетах жесткости по деформационной модели принимается по формуле:

$$\psi_s = \frac{1}{1.0 + 0.8 \cdot \frac{\varepsilon_{s,crc}}{\varepsilon_s}}, \quad (13)$$

где $\varepsilon_{s,crc}$ - деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной сразу после ее образования, ε_s - средняя деформация растянутой арматуры, соответствующая рассматриваемому уровню нагружения.

Формула ширины раскрытия трещин вернулась к виду из НиТУ 123-55, дополненная рядом коэффициентов,

$$a_{crc} = \phi_1 \cdot \phi_2 \cdot \phi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_{crc}, \quad (14)$$

где напряжения σ_s определяются в рамках модели приведенного поперечного сечения с учетом площади сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры, ψ_s - по зависимости:

$$\psi_s = 1.0 - 0.8 \cdot \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}. \quad (15)$$

Формула (4) для шага трещин НиТУ 123-55 изменена и распространяется на элементы высотой сечения менее 1 м (при большей высоте l_{crc} не регламентируется),

$$l_{crc} = 0.5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_b, \quad (16)$$

где A_{bt} - площадь сечения растянутого бетона в момент трещинообразования, A_s - площадь продольной арматуры.

СП 63.13330.2012. Нормы [1] являются актуализированной редакцией СП 52-101-2003. Норматив распространяет применение деформационной модели в том числе и на расчет a_{crc} в части определения σ_s . Применение формулы (16) более не лимитируется сечениями с высотой менее 1 м.

Помимо формирующих деформационную модель положений, в пп. 8.1.22-23, 8.1.25-28 требуется определенный способ реализации численного решения системы уравнений равновесия. Смысл включения требований в основной текст норм не разъяснен. Базовые положения "деформационной модели" возможно реализовать альтернативными способами без отличий результата. В нормах-аналогах EN1992-1-1 [11] и ACI 318 [12, 13] представлены только основные положения. Тем не менее, в [14] отмечается значимость различий методики СП и породивших ее работ [15] и [16].

Нормы (п.5.1.11) не ограничивают применение расчетных моделей, не содержащихся в них. Формально, если в модели так или иначе учитывается работа растянутой арматуры в трещине и работа бетона между трещинами в условиях плоского напряженного состояния, то расчет сечений находится в правовом поле норматива.

Интерпретация. Теоретической основой расчетов прочности до 2003 года являлся метод предельных усилий. Его применение в случае совместного действия продольной силы и косоугольного изгиба упрощено условием совмещения плоскостей изгиба и внутренней пары сил в сечениях. Как следствие, сечения оптимизированы под работу на одно нагружение. При множестве нагружений, силовая плоскость может значительно отклоняться от оптимизированного направления внутренней пары, что приведет к рискованному проектному решению.

Основной способ расчетов прочности после 2003 года основан на деформационной модели, допускающей в сечении линейное распределение средних деформаций на шаге трещин. Деформационная модель также используется в расчетах по эксплуатационной пригодности в частях определения σ_s в трещинах (расчет a_{crc}) и кривизны $1/\rho$ (расчет деформаций). Широкий спектр приложений модели делает ее основным инструментом современных норм.

Учет влияния поперечного прогиба на несущую способность элементов требуется осуществлять расчетами по деформированной схеме, начиная с 1975 года. Конкретного расчетного метода в нормах не зафиксировано. Расчет по недеформированной схеме допускается при гибкости $l_0/i > 14$. Коэффициент η зависит от условной критической силы N_{cr} , представляющей модификацию критической силы по Эйлеру учитывающую нелинейное деформирование железобетонных элементов. Выражение для N_{cr} постоянно изменялось в ходе эволюции норм.

Формально расчет по деформированной схеме должен выполняться для любого сжимаемого элемента. Влияние геометрической нелинейности может быть пренебрежимо малым, в последних нормах критерий значимости эффекта отсутствует. Например, в НиТУ 123-55 учет требовался для элементов с гибкостью $l_0/i > 35$.

Шаг трещин l_{cr} и ширина их раскрытия a_{crc} взаимосвязаны и напрямую зависят от распределения и значений напряжений сцепления τ по контакту "бетон-арматура", что не отражено в расчетном аппарате норм. На практике значения a_{crc} могут значительно отличаться даже в пределах одного экспериментального образца. Принимая неизбежный разброс результатов и ненадежность расчетов ширины раскрытия трещин, например, в ACI 318-14 произведен отказ от прямого вычисления a_{crc} . Ограничение ширины трещин

обеспечивается косвенно с помощью конструктивных требований. В том числе, путем ограничения максимального расстояния между стержнями в зависимости от уровня σ_s , регламентирования толщины защитного слоя бетона.

Вклад растянутого бетона между трещинами в жесткость элементов на эксплуатационной стадии учитывается интегрально в рамках концепции "размазанных" трещин. Диаграмма " σ - ε " арматуры модифицируется через повышение ее модуля $E_s^{eff} = E_s / \psi_s$, где коэффициент $\psi_s < 1$. В рамках Норм коэффициент ψ_s пропорционален отношению σ_s к напряжениям в момент трещинообразования $\sigma_{s.crc}$. Выражение для ψ_s изменялось в ходе эволюции норм, в последних редакциях представлены его не исключающие варианты при расчетах по деформационной модели и в рамках модели приведенного сечения.

Выводы. В ходе эволюции нормативные модели сопротивления усложнялись, при этом сохранялась возможность для "ручных" расчетов. Основным инструментом современного норматива является нелинейная деформационная модель, реализующаяся с помощью компьютерных программ.

Эмпирическая составляющая в расчетах a_{crc} , ψ_s и η корректировалась от редакции к редакции. Границы применимости эмпирических зависимостей не представлены. Это порождает вопросы о корректности применения тех или иных нормативных формул, особенно в сложных, не стандартных проектных ситуациях. Одним из путей совершенствования норм представляется разработка уточненных расчетных моделей, снижающих роль эмпирической составляющей теории железобетонных конструкций. Например, значение коэффициента ψ_s на шаге трещин предлагается определять явно, вычисляя распределение напряжений сцепления вдоль контакта "бетон-арматура".

© Семенов Д.А. 2017

С п и с о к л и т е р а т у р ы

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.– Москва, 2012.
2. Семенов Д.А. Прочность железобетонных элементов при косом внецентренном сжатии // Вестник гражданских инженеров.– 2015.– №5(52). – С. 76—84.
3. Семенов Д.А. Влияние диаграммы бетона " $\sigma - \varepsilon$ " на результаты расчета нормального сечения железобетонного элемента по нелинейной деформационной модели // Бетон и железобетон.– 2015. – №3(594). – С. 23—26.
4. Н-3-46. Нормы проектирования железобетонных конструкций / Министерство строительства предприятий тяжелой индустрии.– Москва, 1946.
5. НУТУ 123-55. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций.– Москва, 1955.
6. СНиП II-B.1-62*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – Москва: Издательство литературы по строительству, 1970.
7. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции.– Москва, 1976.
8. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.– Москва, 1989.
9. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры, Москва, 2003. ФГУП ЦПП.
10. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003) / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.–Москва: ОАО "ЦНИИПромзданий", 2005.
11. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. P. 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, 2004. Thomas Telford House.
12. ACI 318M-08. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, MI, 2008. American Concrete Institute.
13. ACI 318R-14. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, MI, 2014. American Concrete Institute.
14. Карпенко Н.И., Карпенко С.Н. О диаграммной методике расчета деформаций

стержневых элементов // Бетон и железобетон. – 2012. – № 6. – С. 20—27.

15. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов // Сборник НИИЖБ "Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций". – Москва, 1987. – С. 5—23.

16. Байков В.Н., Додонов М.И., Расторгуев Б.С. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям // Бетон и железобетон. – 1987. – № 6. – С. 16—18.

Поступила в редакцию 18 апреля 2017 г. Прошла рецензирование 5 июня 2017 г.

Принята к публикации 18 июня 2017 г.

Об авторе:

СЕМЕНОВ ДЕНИС АНДРЕЕВИЧ, аспирант кафедры «Строительная механика и строительные конструкции», Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого. Окончил Санкт-Петербургский государственный политехнический университет в 2009 году. Научные интересы: расчет железобетонных конструкций, нелинейные расчеты, аналитические модели, сцепление арматуры с бетоном, прочность, жесткость, устойчивость. 195251, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, 29; spb.rcsoft@gmail.com

Для цитирования: Семенов Д.А. Эволюция нормативного подхода к расчету железобетонных элементов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2017. – № 5. – С. 43—50, DOI: 10.22363/1815-5235-2017-5-43-50.

References

1. SP 63.13330.2012. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Osnovnye polozhenija. Aktualizirovannaja redakcija SNiP 52-01-2003, Moskva, 2012.

2. Semenov, D.A. (2015). Prochnost' zhelezobetonnyh jelementov pri kosom vnecentrennom szhatii. *Vestnik Grazhdanskikh Inzhenerov*, 5(52). 76—84.

3. Semenov, D.A. (2015). Vlijanie diagrammy betona " $\sigma - \varepsilon$ " na rezul'taty rascheta normal'nogo sechenija zhelezobetonnogo jelementa po nelinejnoj deformacionnoj modeli. *Beton i Zhelezobeton*, No 3(594), 23—26.

4. N-Z-46. Normy proektirovanija zhelezobetonnyh konstrukcij. Ministerstvo stroitel'stva predpriyatij tjazhelej industrii, Moskva, 1946.

5. NiTU 123-55. Normy i tehicheskie uslovija proektirovanija betonnyh i zhelezobetonnyh konstrukcij, Moskva, 1955.

6. SNiP II-B.1-62*. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Normy proektirovanija, Gosstroj SSSR, Moskva: Izdatel'stvo literatury po stroitel'stvu, 1970.

7. SNiP II-21-75. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii, Moskva, 1976.

8. SNiP 2.03.01-84*. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii, Moskva, 1989.

9. SP 52-101-2003. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii bez predvaritel'nogo naprjazhenija armatury, Moskva, 2003, FGUP CPP.

10. Posobie po proektirovaniju betonnyh i zhelezobetonnyh konstrukcij iz tjazhelego betona bez predvaritel'nogo naprjazhenija armatury (k SP 52-101-2003), CNIIPromzdanij, NIIZhB, Moskva: OAO "CNIIPromzdanij", 2005.

11. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. P. 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, 2004, Thomas Telford House.

12. ACI 318M-08. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, MI, 2008. American Concrete Institute.

13. ACI 318R-14. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, MI, 2014. American Concrete Institute.

14. Karpenko, N.I., Karpenko, S.N. (2012). O diagrammnoj metodike rascheta deformacij sterzhnevyyh jelementov. *Beton i Zhelezobeton*, No 6, 20—27.

15. Karpenko, N.I., Muhamediev, T.A., Sapozhnikov, M.A. (1987). K postroeniju metodiki rascheta sterzhnevyyh jelementov na osnove diagramm deformirovanija materialov. Sbornik NIIZhB "Sovershenstvovanie metodov rascheta staticheski neopredelimyyh zhelezobetonnyh konstrukcij", Moskva, 5—23 (in Russian).

16. Bajkov, V.N., Dodonov, M.I., Rastorguev, B.S. (1987). Obshhij sluchaj rascheta prochnosti jelementov po normal'nym sechenijam. *Beton i Zhelezobeton*, No 6, 16—18 (in Russian).

EVOLUTION OF NORMATIVE APPROACH TO ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL ELEMENTS

D.A. SEMENOV

Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University

Strength analysis of cross-sections, stiffness and cracks width calculations, P-delta analysis of structural members are reviewed within Russian Codes. Primary calculation tool of the modern Code is non-linear “deformation model”. It is noted a saturation of normative approach by the empirical coefficients. Development of advanced models, decreasing a role of empirical component of reinforced concrete theory, is seemed to be one of the ways to Code improvement.

KEY WORDS: review of codes, analysis of reinforced concrete structures, strength, stiffness, stability.

Article history: Received: April 18, 2017. Revised: June 5, 2017. Accepted: June 18, 2017.

About the author:

SEMENOV D.A., post-graduated student of «Building Mechanics and Structures» department, Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University. He graduated from the same University in 2009. Scientific interests: reinforced concrete structural analysis, non-linear analysis, analytical models, bond, strength, stiffness, stability. 195251, Saint-Petersburg, Polytechnical str. 29; spb.rcsoft@gmail.com

For citation:

Semenov D.A. (2017) Evolution of normative approach to analysis of reinforced concrete structural members. Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings, No 5, 43—50, DOI: 10.22363/1815-5235-2017-5-43-50.

