

РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ
СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА РАСПРОСТРАНЕНИЮ ТРЕЩИН

ПЕРЕСЫПКИН Е. Н., ШЕВЦОВ С. В.

CALCULATION OF FLEXURAL
REINFORCED CONCRETE ELEMENTS
ADJUSTED FOR CRACK PROPAGATION
RESISTANCE OF CONCRETE

PERESIPKIN E. N., SHEVTSOV S. V.

The calculation method of concrete structures is shown. This method allows more exact (as compared with traditional design diagrams) mode determination of deformation characteristics of construction in all stages of process.

Изложен метод расчета железобетонных элементов, который позволяет более точно по сравнению с традиционными расчетными схемами определить параметры напряженно-деформированного состояния конструкции во всех стадиях ее работы.

Keywords: reinforced concrete components, crack propagation resistance, fracture mechanics.

Ключевые слова: железобетонные элементы, сопротивление распространению трещин, механика разрушения.

УДК 624.072.2.012

Общие положения

Широкое использование железобетона во все более сложных, ответственных зданиях и сооружениях, включая объекты атомной энергетики, химического производства, гидротехнические и подземные сооружения, обуславливает необходимость развития теории и совершенствования методов расчета железобетонных конструкций.

Существующая нормативная база и принятые методики расчета не во всех случаях обеспечивают адекватную оценку несущей способности конструкций и их конструктивной безопасности.

К настоящему времени в результате многочисленных исследований накоплен огромный экспериментальный материал, отражающий поведение бетона и железобетона под нагрузкой. Различные исследователи, используя разные подходы, предлагали множество математических моделей, более или менее адекватно аппроксимирующих результаты опытов. При этом авторы стремились получить универсальную модель, работающую в широком диапазоне изменения влияющих факторов. Эта задача до сих пор не утратила своей актуальности и, по-видимому, не утратит ее в обозримом будущем.

Известно, что в массивных железобетонных конструкциях в результате образования магистральных трещин происходит перераспределение усилий за счет снижения местной жесткости в местах образования трещин. При этом происходит общее изменение жесткости сечений и возникают усилия, препятствующие дальнейшему образованию и распространению трещин.

В то же время общепринятая методика расчета изгибаемых железобетонных конструкций, рекомендуемая действующими нормами, не учитывает сопротивление бетона распространению трещин. Следует заметить, что в средне- и высокоармированных конструкциях погрешность, вносимая игнорированием этого фактора, незначительна. Но, как показали наши исследования, результаты расчетов, полученные по действующей методике,

создают в малоармированных конструкциях неоправданный, избыточный запас прочности, который можно рассматривать как ресурс несущей способности и который во многих случаях следует использовать.

Основы методики расчета изгибаемых железобетонных элементов с учетом сопротивления бетона распространению трещин.

Практика расчетов по общепринятой методике и ее сравнение с результатами испытаний железобетонных конструкций показывает что, как правило, расчетный момент трещинообразования значительно отличается от экспериментального, а разрушающие моменты достаточно близки между собой, либо (для малоармированных элементов) расчетный разрушающий момент оказывается существенно меньше экспериментального.

Излагаемый ниже метод позволяет более точно отобразить реальную работу железобетонных конструкций под нагрузкой.

При определении условий стабильности или нестабильности трещин, глубины их распространения и в других задачах, имеющих важное значение в теории железобетона, плодотворна концепция критического коэффициента интенсивности напряжений.

В случае малоармированных элементов с арматурой, имеющей площадку текучести в стадии, близкой к разрушению, арматура работает не на площадке текучести, а на участке упрочнения, т.е. с напряжениями, превышающими предел текучести стали.

Поэтому в общепринятых расчетах при $\sigma_s = R_s$ получается меньшее значение разрушающего усилия, чем это наблюдается в опытах. Таким образом, возникает необходимость учета упрочнения арматуры в расчетных формулах.

В работах Дж. Р. Ирвина достаточно подробно исследован вопрос о равновесии и устойчивости трещин в зависимости от напряженного состояния у конца трещины без рассмотрения энергии системы в целом [1]. Самый общий случай полей деформаций и напряжений у конца трещины можно получить путем суперпозиции трех частных видов

независимых кинематических движений верхней и нижней поверхностей трещины по отношению друг к другу: нормальный отрыв, поперечный и продольный сдвиги.

В общем случае расчет железобетонных элементов с трещинами представляет собой как физически, так и геометрически нелинейную задачу. Например, во внецентренно сжатых с относительно малыми эксцентриситетами или в предварительно напряженных с высоким уровнем обжатия элементах пренебрежение нелинейными деформациями сжатого бетона может существенно исказить картину напряженно-деформированного состояния конструкции. Поэтому в таких задачах важен учет не только геометрической нелинейности, связанной с переменностью границ тела из-за роста трещин, но и физической нелинейности деформирования бетона и арматуры.

Решить данную нелинейную задачу можно на основе расчетной модели, изложенной в [1]. Основные допущения этой модели следующие: диаграммы σ - ε для сжатого бетона аппроксимируются двухзвенными кусочно-линейными зависимостями (идеальная упругопластическая диаграмма Прандтля), для растянутой арматуры – четырехзвенной кусочно-линейной зависимостью («двухъярусная» диаграмма Прандтля); в качестве геометрического условия используется нелинейность распределения перемещений на продолжении трещины, что требует применения функций влияния и выполнения громоздких матричных операций, а гипотеза плоских сечений для средних в пределах блока между трещинами деформаций; связь между напряжениями и деформациями в растянутом бетоне принимается линейной вплоть до расчетного сопротивления бетона растяжению R_{bt} ; область перед вершиной трещины, где напряжения, вычисленные согласно асимптотическому представлению Ирвина [1], превышают R_{bt} , рассматривается как зона предразрушения, силовая характеристика которой дается главным вектором $P_{сгс}$.

Диаграммы деформирования бетона и стальной арматуры показаны на рисунках 1 и 2.

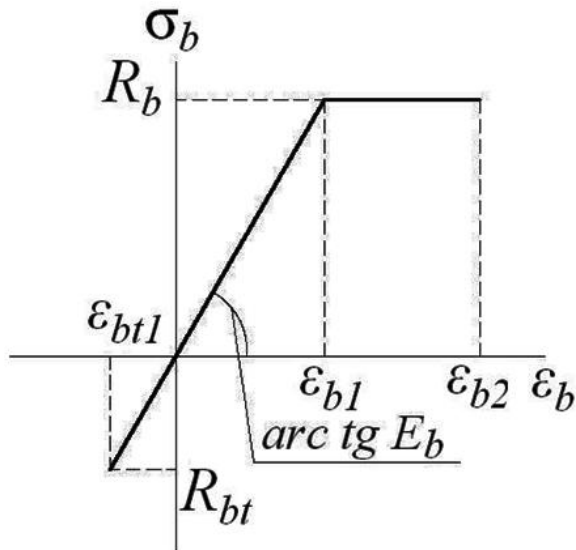


Рис. 1. Диаграмма деформирования бетона

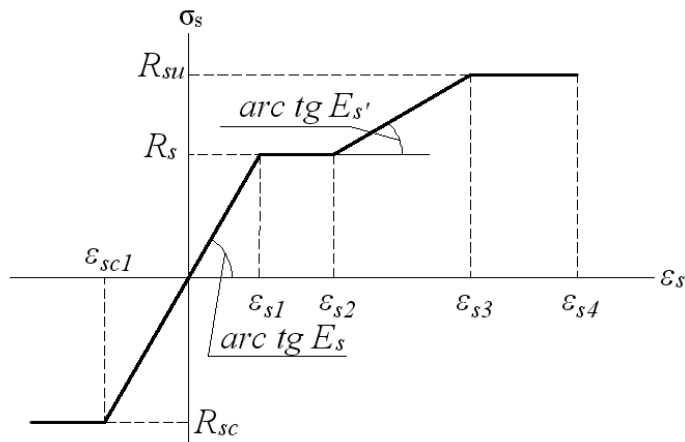


Рис. 2. Диаграмма деформирования арматуры

Расчетная схема изгибаемого железобетонного элемента приведена на рис. 3.

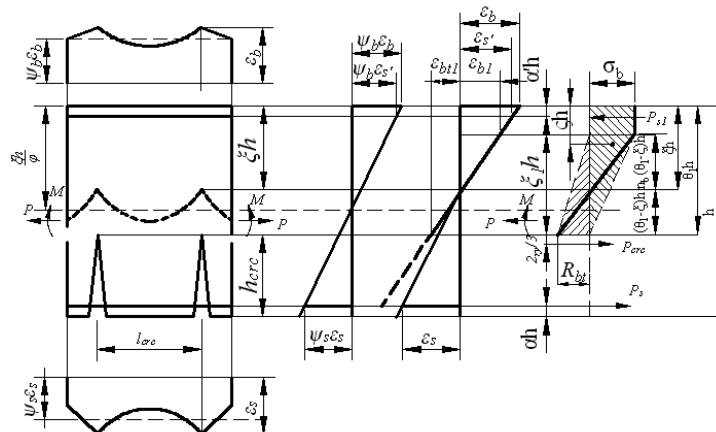


Рис. 3. Распределение деформаций средних между трещинами и деформаций и напряжений в сечении с трещиной

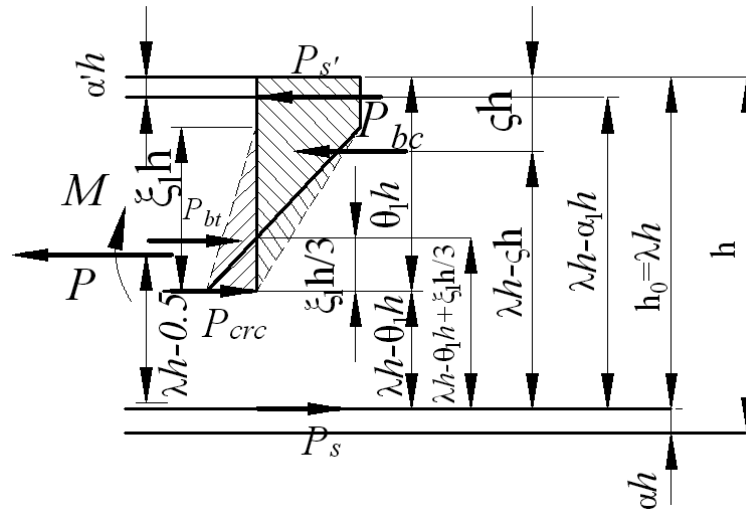


Рис. 4. Схема действующих сил.

Расстояния от линий действия сил в сечении до моментной точки, расположенной в центре тяжести растянутой арматуры, показаны на рисунке 4. Все силы, представленные ниже в уравнениях и на рисунке 4 даны как «приведенные»

безразмерные параметры (т.е. силы, разделенные на $R_{bt}bh$).

Уравнения равновесия для сечения с трещиной имеют вид:

$$P_s + P_{crc} - P_{s'} + P_b - p = 0; \tag{1}$$

$$P_{s'}(\lambda - \alpha') + P_b(\lambda - \zeta) - P_{bt}(\lambda - \theta_1 + \frac{\xi_1}{3}) - P_{crc}(\lambda - \theta_1) + p(\lambda - 0,5) = m. \tag{2}$$

Уравнение моментов сил относительно центра тяжести растянутой арматуры составлено с учетом правила знаков: вращение против часовой стрелки принимается со знаком «+», по часовой стрелке – со знаком «-». При этом приняты следующие обозначения:

$$m = \frac{M}{R_{bt}bh^2} - \text{относительный}$$

изгибающий момент в сечении;

$$p_s = \frac{P_s}{R_{bt}bh} = \frac{\mu bh \epsilon_s E_s}{R_{bt}bh} = \frac{\mu n}{\epsilon_{bt1}} \epsilon_s -$$

относительное усилие в растянутой арматуре;

$$n = \frac{E_s}{E_b} - \text{отношение модуля упругости}$$

арматуры к начальному модулю упругости бетона;

$$\mu = \frac{A_s}{bh} - \text{коэффициент армирования}$$

растянутой зоны;

b, h – ширина и высота поперечного сечения элемента; ϵ_s – текущая деформация растянутой арматуры.

Деформация ϵ_s в соответствии с диаграммой состояния растянутой арматуры может получать четыре значения, выраженные через относительную высоту сжатой зоны ξ :

$$\epsilon_s = |e_1, e_2, e_3, e_4| \cdot \left| \begin{array}{l} r(\varphi\lambda - \xi)/(\theta_1 - \xi) \\ \mu n_s \\ n_E r(\varphi\lambda - \xi)/(\theta_1 - \xi) + \mu n_s - \mu n n_E \epsilon_{s2}/\epsilon_{bt1} \\ \mu n_{s2} \end{array} \right|,$$

$$e_1 = \begin{cases} 1, \epsilon_s \leq \epsilon_{s1} \\ 0, \epsilon_s > \epsilon_{s1} \end{cases}; e_2 = \begin{cases} 1, \epsilon_s \in \overline{\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}} \\ 0, \epsilon_s \notin \overline{\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}} \end{cases}; e_3 = \begin{cases} 1, \epsilon_s \in \overline{\epsilon_{s2}, \epsilon_{s3}} \\ 0, \epsilon_s \notin \overline{\epsilon_{s2}, \epsilon_{s3}} \end{cases}; e_4 = \begin{cases} 1, \epsilon_s \in \overline{\epsilon_{s3}, \epsilon_{s4}} \\ 0, \epsilon_s \notin \overline{\epsilon_{s3}, \epsilon_{s4}} \end{cases}$$

где $r = \mu n \frac{\psi_b}{\psi_s}$, ψ_b – коэффициент

осреднения деформаций крайнего сжатого волокна бетона;

ψ_s – коэффициент осреднения деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами;

φ – коэффициент осреднения высоты сжатой зоны на участке между трещинами;

$\lambda = h_0/h$ – относительный размер рабочей высоты сечения;

θ_1 – относительная высота части сечения над трещиной (рисунки 3 и 4);

$$\varepsilon_s = |e_1, e_2, e_3, e_4| \cdot \left| \begin{array}{l} r((\varphi\lambda - \theta_1)\varepsilon_b + \varphi\lambda\varepsilon_{bt1}) / (\theta_1\varepsilon_{bt1}) \\ \mu n_s \\ n_E r((\varphi\lambda - \theta_1)\varepsilon_b + \varphi\lambda\varepsilon_{bt1}) / (\theta_1\varepsilon_{bt1}) + \mu n_s - \mu n n_E \varepsilon_{s2} / \varepsilon_{bt1} \\ \mu n_{s2} \end{array} \right|;$$

$$p_{crc} = \frac{P_{crc}}{R_{bt}bh} - \text{относительное усилие}$$

сопротивления бетона распространению трещин.

Вектор p_{crc} вычисляется с использованием выражений Ирвина [1] в пределах отрезка, где напряжения в бетоне над трещиной превышают R_{bt} – сопротивление бетона растяжению.

Критический коэффициент интенсивности напряжений нормального отрыва K_{IC} находится согласно [1] по формуле

$K_{IC} = K_s \sqrt{r_s R_{bt}}$, K_s – эмпирический безразмерный коэффициент (при отсутствии конкретных данных его можно принимать

$$p_{s'} = \frac{P_{s'}}{R_{bt}bh} = \frac{\sigma_{s'} A_{s'}}{R_{bt}bh} = \frac{\varepsilon_{s'} E_s \mu' bh}{R_{bt}bh} = \mu' \frac{n E_b}{R_{bt}} \varepsilon_{s'} = \frac{\mu n \varepsilon_{s'}}{\varepsilon_{bt1}} = r_1 \frac{\xi - \varphi \alpha'}{\theta_1 - \xi}, \quad r_1 = \mu' n,$$

где $\mu' = \frac{A_{s'}}{bh}$ – коэффициент

армирования сжатой зоны;

$\varepsilon_{s'}$ – относительная деформация сжатой арматуры, выраженная с помощью гипотезы плоских сечений через относительную высоту сжатой зоны ξ ;

α' – относительная толщина защитного слоя сжатой арматуры.

Это же усилие, выраженное через деформации в крайнем сжатом волокне сжатого бетона, имеет вид:

$$n_s = \frac{R_s}{R_{bt}} = \frac{\varepsilon_{s1} E_s}{\varepsilon_{bt1} E_b} = \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{bt1}} n, \text{ откуда следует}$$

$$\frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{bt1}} = \frac{n_s}{n}; \quad n_E = \frac{E_{s'}}{E_s} = \frac{R_{su} - R_s}{(\varepsilon_{s3} - \varepsilon_{s2}) E_s};$$

$$n_{s2} = \frac{R_{su}}{R_{bt}}.$$

Эта же деформация ε_s , выраженная через деформацию крайнего сжатого волокна бетона ε_b , имеет вид:

равным 4); после несложных преобразований получим

$$p_{crc} = 2\alpha_s \gamma_s,$$

где $\alpha_s = \frac{K_s^2}{2\pi}$, $\gamma_s = \frac{r_s}{h}$, r_s – размер

зерна бетона; под размером зерна бетона понимается расстояние между частицами крупного заполнителя (или максимальный размер частиц крупного заполнителя).

Относительное усилие в сжатой арматуре, когда она работает упруго:

$$p_{s'} = r_1 \frac{(\theta_1 - \varphi \alpha') \varepsilon_b - \varphi \alpha' \varepsilon_{bt1}}{\theta_1 \varepsilon_{bt1}}.$$

В случае перехода сжатой арматуры в состояние текучести, имеем:

$$p_{s'} = \frac{P_{s'}}{R_{bt}bh} = \frac{R_{sc} A_{s'}}{R_{bt}bh} = \mu' n_{s1}, \quad n_{s1} = \frac{R_{sc}}{R_{bt}}.$$

Введем вектор состояния сжатой арматуры: $e_s = \begin{cases} 1, \varepsilon_{s'} \leq \varepsilon_{sc1} \\ 0, \varepsilon_{s'} > \varepsilon_{sc1} \end{cases}; \quad \varepsilon_{s1} = \frac{R_{sc}}{E_{sc}}$,

Тогда относительное усилие в сжатой арматуре получит вид:

$$p_{s'} = |e_5, 1 - e_5| \cdot \left| \frac{r_1 \frac{\xi - \varphi\alpha'}{\theta_1 - \xi}}{\mu' n_{s1}} \right| \text{ или } p_{s'} = |e_5, 1 - e_5| \cdot \left| \frac{r_1 \frac{(\theta_1 - \varphi\alpha')\varepsilon_b - \varphi\alpha' \varepsilon_{bt1}}{\theta_1 \varepsilon_{bt1}}}{\mu' n_{s1}} \right|.$$

Усилие $p_b = p_{bt} - p_{bc}$ – есть относительное усилие в бетоне над трещиной на ее продолжении.

Первое слагаемое в этой сумме p_{bt} – относительное усилие растяжения

$$p_{bt} = \frac{P_{bt}}{R_{bt}bh} = \frac{1}{2} \frac{R_{bt}bh\xi_1}{R_{bt}bh} = \frac{1}{2} \xi_1,$$

где ξ_1 – относительный размер участка линейно-упругой работы бетона (рисунки 3, 4), выражаемый через относительную высоту сжатой зоны ξ :

$$\xi_1 = \theta_1 \begin{cases} 1, & \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bt1} \\ (1 + n_b)(1 - (\xi/\theta_1)), & \varepsilon_b > \varepsilon_{bt1} \end{cases},$$

$$n_b = \frac{R_b}{R_{bt}} = \frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_b};$$

$$p_{bc} = \frac{P_b}{R_{bt}bh} = \frac{R_bbh\theta_1\omega}{R_{bt}bh} = n_b\theta_1\omega = 0,5n_b\theta_1 \left| \frac{\frac{\xi}{(\theta_1 - \xi)n_b}}{2 - (n_b + 1) \frac{\theta_1 - \xi}{\theta_1}} \right| = 0,5n_b\theta_1 \left| \frac{\varepsilon_b/\varepsilon_{bt1}}{2 - (\varepsilon_{bt1} + \varepsilon_{bt1})/(\varepsilon_b + \varepsilon_{bt1})} \right|, \begin{cases} \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bt1} \\ \varepsilon_b > \varepsilon_{bt1} \end{cases}$$

где ω – коэффициент полноты эпюры напряжений в сжатой зоне.

Суммарно усилия в бетоне на продолжении трещины равны

$$p_b = p_{bt} - p_{bc} = -|e_6, 1 - e_6| \cdot 0,5n_b\theta_1 \left| \frac{(2\xi - \theta_1)/((\theta_1 - \xi)n_b)}{2 - ((n_b + 1)^2(\theta_1 - \xi))/(\theta_1 n_b)} \right|, e_6 = \begin{cases} 1, \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bt1} \\ 0, \varepsilon_b > \varepsilon_{bt1} \end{cases}$$

$$\text{или } p_b = p_{bt} - p_{bc} = -|e_6, 1 - e_6| \cdot 0,5n_b\theta_1 \left| \frac{(\varepsilon_b - \varepsilon_{bt1})/\varepsilon_{bt1}}{(2\varepsilon_b - (1 + n_b^{-2})\varepsilon_{bt1})/(\varepsilon_b + \varepsilon_{bt1})} \right|, e_6 = \begin{cases} 1, \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bt1} \\ 0, \varepsilon_b > \varepsilon_{bt1} \end{cases}$$

Относительная величина внешнего продольного усилия: $p = \frac{P}{R_{bt}bh}$.

Как видно из расчетной схемы сечения с трещиной (рисунок 4), разнозначная эпюра напряжений в бетоне на продолжении трещины заменена двумя эпюрами: сжимающих напряжений в виде трапеции (как на схеме) или треугольника, если относительная деформация в крайнем волокне ε_b не превышает величины ε_{bt1} , соответствующей началу пластических деформаций, и растягивающих напряжений в виде треугольника. Величина ξ в формуле (2) и на рисунке 4 является относительным расстоянием от

либо через относительную деформацию крайнего сжатого волокна бетона ε_b :

$$\xi_1 = \theta_1 \begin{cases} 1, & \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bt1} \\ \left(\frac{\varepsilon_b + \varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_b} \right) \left(\frac{\varepsilon_b + \varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_b} \right), & \varepsilon_b > \varepsilon_{bt1} \end{cases}.$$

Второе слагаемое относительного усилия в бетоне над трещиной p_{bc} – относительное усилие сжатия. В зависимости от уровня деформации ε_b (упругая или на площадке постоянства напряжений) имеем

центра тяжести эпюры сжимающих напряжений до крайнего сжатого волокна.

Система уравнений (1) и (2) не линейна относительно искомым величин θ_1, ξ или θ_1, ε_b . Поэтому целесообразна следующая последовательность решения задачи: задаемся одним из искомым параметров, например θ_1 ; из уравнения (1) находим второй параметр и, если соответствующая найденным значениям θ_1, ξ величина m из (2) с заданной точностью равна фактической, решение получено; если уравнение (2) не удовлетворяется, процедура повторяется при значении θ_1 , измененном на величину наперед заданного приращения.

Уравнения (1) и (2) при различных значениях параметров вектора состояния $|e_1, e_2, e_3, e_4, e_5, e_6|$ охватывают в рамках принятых допущений все многообразие частных случаев упругого и неупругого деформирования бетона и арматуры с учетом сопротивления бетона распространению трещин.

$$r((\varphi\lambda - \theta_1)\varepsilon_b + \varphi\lambda\varepsilon_{bt1})/(\theta_1\varepsilon_{bt1}) + 2\alpha_s\gamma_s r_1 \frac{(\theta_1 - \varphi\alpha')\varepsilon_b - \varphi\alpha'\varepsilon_{bt1}}{\theta_1\varepsilon_{bt1}} - 0,5n_b\theta_1 \cdot ((2\varepsilon_b - (1 + n_b^{-2})\varepsilon_{bt1})/(\varepsilon_b + \varepsilon_{bt1})) - p = 0;$$

Рассматривая в этом уравнении θ_1 (относительную высоту сечения над трещиной) как задаваемую величину, а параметры $\varphi, \lambda, \alpha', \varepsilon_{bt1}, \varepsilon_{bt1}, n_b, r, r_1$ как исходные, найдем ε_b . Поскольку ε_b в дробных слагаемых содержится и в числителе, и в знаменателе, данное уравнение является квадратным относительно ε_b .

Путем преобразований оно сводится к виду $\varepsilon_b^2 + 2C\varepsilon_b + D = 0$,

$$C = f_1(n_b, \varphi, \lambda, r, r_1, \alpha', \theta_1, p_{срс}, p),$$

$$D = f_2(n_b, \varphi, \lambda, r, r_1, \alpha', \theta_1, p_{срс}, p).$$

Из двух корней уравнения арифметический смысл имеет лишь один, который и является решением задачи для выбранного значения θ_1 .

Далее, из уравнения (2) находим соответствующее значение несущей способности сечения.

Для оценки предельных деформаций сжатия бетона, необходимой в расчетах, можно воспользоваться эмпирической зависимостью, предложенной в работе [2]:

$$\varepsilon_{b, \max} = (4,6 - 0,02R_b) \cdot 10^{-3}, R_b \text{ МПа.}$$

Учет особенностей поля напряжений перед вершиной трещины для мало- и среднеармированных элементов по изложенной методике позволяет выявить определенные резервы прочности нормальных сечений без снижения их

В качестве примера рассмотрим случай, когда вектор состояния имеет вид $|1, 0, 0, 0, 1, 0|$, то есть арматура (и растянутая, и сжатая) находится в упругой стадии, а сжатый бетон – в «пластической» стадии ($e_6=0$). Тогда уравнение (2) получит вид:

надёжности, а также существенно уточнить параметры напряженно-деформированного состояния в эксплуатационной стадии, а для малоармированных элементов и в стадии разрушения.

Уточнение классификации железобетонных конструкций по степени армирования

Степень армирования железобетонного элемента влияет на характер его разрушения. Согласно [4] минимальное содержание продольной растянутой арматуры в изгибаемых элементах должно быть не менее 0,1 %, в частности для прямоугольного сечения

$$\mu = A_s / (bh_o) = 0,001,$$

где $\mu = A_s / (b \cdot h)$ – коэффициент армирования для растянутой арматуры; A_s – площадь ее поперечного сечения; b – ширина сечения; $h_o = h - a$ – рабочая высота сечения, равная высоте сечения h за вычетом толщины защитного слоя a .

Для определения коэффициента армирования, разграничивающего слабо и нормально армированные элементы, достаточно приравнять усилие, соответствующее образованию трещин, и усилие, соответствующее стадии разрушения. В работе [1] из этого равенства получена следующая формула:

$$\mu_* = \frac{2\lambda n_{sy} - 3\alpha}{2n_{sy}^2} n_b - \sqrt{\left(\frac{2n_{sy} - 3\alpha}{2n_{sy}^2} n_b \right)^2 - \frac{0,584n_b}{n_{sy}^2}}, \quad (3)$$

где μ_* – граничный коэффициент армирования между слабо и нормально армированными элементами; $\lambda = h_o/h$ – относительное значение рабочей высоты сечения; $n_{sy} = R_s/R_{bt}$ – отношение предела прочности арматуры (предела текучести) к

пределу прочности бетона при растяжении; $n_b = R_b/R_{bt}$ – отношение предела прочности бетона при сжатии к пределу прочности бетона при растяжении; $\alpha = E_s/E_b$ – отношения модуля упругости арматуры к начальному модулю упругости бетона.

В таблице 1 приведены результаты вычислений по формуле (3) для бетонов различных классов. При $\mu \leq \mu_*$ – элемент от-

носится к малоармированным, при $\mu > \mu_*$ – к нормально армированным.

Значения минимального коэффициента армирования без учета сопротивления бетона распространению трещин.

Таблица 1

$\lambda=0,93; E_s=200000 \text{ МПа}; R_s=365 \text{ МПа}$											
$\mu_* \times 10^6$	Класс бетона, R_b, R_{bt} – расчетные значения, МПа										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
	503	674	809	945	1034	1171	1262	1352	1445	1537	1630
$\mu_*, \%$	0,05	0,067	0,081	0,094	0,1	0,12	0,13	0,14	0,14	0,15	0,16

Как видно из таблицы 1, значения минимального коэффициента армирования существенно зависят от класса бетона. Они близки к принятой в [3] величине, равной 0,1 % только для классов B25, B30. В случае низких классов μ_* снижается вплоть до 0,05 % (B10), в случае высоких классов повышается до 0,163 % (B60).

Если учесть в соответствии с расчетной схемой, изложенной в [1,4], сопротивление бетона распространению трещин, то величина минимального коэффициента армирования снизится еще больше для всех классов бетона.

Приняв законы деформирования бетона, арматуры, составив уравнения равновесия, геометрические соотношения, связывающие деформации различных точек сечения согласно гипотезе плоских сечений, и добавив в уравнения равновесия главный вектор усилий, отражающий сопротивление бетона распространению трещины, можно получить замкнутую систему уравнений, решение которой дает достаточно полную информацию о напряженно-деформированном состоянии конструкции. Отличие этой расчетной схемы от общепринятой состоит в наличии вектора сопротивления бетона распространению трещин. Он определяется по величине коэффициента интенсивности напряжений в вершине трещины [1, 4].

Расчеты [5] показывают, что относительный изгибающий момент, вычисленный по стадии разрушения нормативной расчетной схемы, согласно [6] получается меньшим, чем относительный момент, соответствующий стадии разрушения сжатой зоны бетона, полученный при расчете по предлагаемой методике с помощью специально разработанной программы

для ЭВМ [7], и существенно меньшим, чем момент при образовании трещины. При этом в ряде случаев рассчитываемые по действующим нормам железобетонные элементы, относящиеся согласно принятой классификации к среднеармированным элементам, при расчетах по изложенной расчетной схеме попадают в категорию малоармированных.

Именно для малоармированных элементов учет сопротивления бетона распространению трещин особенно важен, поскольку значительно увеличивает момент образования трещин, который является максимальным. Например, для бетона класса B25 при $K_{Ic}=0,23 \text{ МПа}^* \text{ м}^{1/2}$ даже при очень малом коэффициенте армирования ($\mu=0,0006$) разрушение происходит вследствие раздробления сжатой зоны бетона, так как весомая доля растягивающего усилия воспринимается за счет сопротивления бетона развитию трещины. Но уже при $K_{Ic}=0,22 \text{ МПа}^* \text{ м}^{1/2}$ и $\mu=0,0006$ причиной разрушения будет разрыв арматуры.

В настоящее время по степени армирования различают железобетонные конструкции переармированные, у которых $\xi > \xi_R$ (где ξ_R – относительное значение граничной высоты сжатой зоны, соответствующее одновременному переходу в предельное состояние сжатого бетона и растянутой арматуры); нормально армированные ($\xi \leq \xi_R$); малоармированные, у которых момент трещинообразования (вторая группа предельных состояний) больше момента, определенного по стадии разрушения первой группы предельных состояний.

Практика и расчеты показывают, что проектная несущая способность малоармированных элементов существенно за-

нижается вследствие того, что в принятых методиках не учитывается сопротивление бетона распространению трещин. Поэтому целесообразно существующую классификацию железобетонных конструкций по степени армирования видоизменить следующим образом:

- 1 - переармированные элементы ($\xi > \xi_R$);
- 2 - нормально армированные элементы ($\xi \leq \xi_R$);
- 3 - малоармированные элементы ($M_{срс} > M_u$), разрушение которых обусловлено разрушением сжатой зоны бетона;
- 4 - неармированные элементы ($M_{срс} > M_u$), разрушение которых обусловлено разрывом арматуры.

Третью и четвертую категорию конструкций этой классификации необходимо определять с учетом сопротивления бетона распространению трещин. При расчете конструкций четвертой категории их следует рассматривать как не содержащие арматуру, хотя она и может быть в наличии в виде конструктивной или в ином качестве.

Данное уточнение классификации открывает резервы несущей способности малоармированных элементов и повышения их надежности.

Заключение

Изложенный способ расчета изгибаемых железобетонных элементов отличается от традиционного учетом сопротивления бетона распространению трещин, которое определяется методами механики разрушения.

Он позволяет с единых позиций рассматривать напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций от момента образования трещин до стадии разрушения.

Благодаря предлагаемому методу расчета, позволяющему учитывать вектор сопротивления бетона распространению трещин, более точно определяются параметры напряженно-деформированного состояния конструкции в эксплуатационной стадии. В случае малоармированных элементов при учете вектора сопротивления бетона распространению трещины значительно возрастает величина расчетного разрушающего момента.

Составлена специальная программа для ЭВМ, реализующая предложенный метод в практических расчетах.

Предложена уточненная классификация железобетонных строительных конструкций, которая позволяет учесть особенности их работы при разных коэффициентах армирования и более точно определить оптимальный подход при выборе расчетных моделей.

Предложенные методы расчета изгибаемых железобетонных элементов, их классификация, а также специально разработанная программа для ЭВМ могут быть использованы для обработки экспериментальных данных в исследовательской практике, оценке остаточной несущей способности конструкции с трещинами при технических обследованиях, в расчетной и проектной практике в области строительных конструкций.

Литература

1. Пересыпкин Е.Н. Расчет стержневых железобетонных элементов. М.: Стройиздат, 1988. 168 с.: ил.
2. Ильин О.Ф., Залесов А.С. Опыт построения обобщенного метода расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом особенностей свойств различных бетонов // Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций / НИИЖБ. М., 1979. С. 152–163.
3. СП 52-101-2003 Свод правил по проектированию и строительству. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ») Госстроя России. М., 2003. 58 с.
4. Пересыпкин Е. Н., Шевцов С. В. Расчетные уравнения для нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом сопротивления бетона распространению трещин // Строительная механика и расчет сооружений. 2010. № 3. С. 39–44.
5. Пересыпкин Е.Н., Шевцов В.С. О классификации железобетонных конструкций по степени армирования / Сборник статей Общего собрания РААСН-2011 «Социальные стан-

дарты качества жизни в архитектуре, градостроительстве и строительстве». Орел: Орловский ГТУ, 2011.

6. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / Минстрой России. М.: ГП ЦПП, 2003. 25 с.

7. Шевцов С.В., Попов А.А., Пересыпкин Е.Н. Расчет изгибаемых железобетонных конструкций с возможностью учета сопротивления бетона распространению трещин // Программа для ЭВМ, гос. регистрационный №2010612375 от 31.03.2010. М., Роспатент, 2010.

Сведения об авторах:

Пересыпкин Евгений Николаевич,
д-р техн. наук, профессор, профессор кафедры
строительных конструкций СГУТиКД (Сочи).
E-mail: pen40@rambler.ru

Шевцов Сергей Викторович,
аспирант кафедры строительных конструкций
СГУТиКД (Сочи).
E-mail: se2404@gmail.com