

УДК 624.012.045

РЕАЛИЗАЦИЯ МЕТОДА ФИЗИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПРИМЕНительно К РАСЧЕТУ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Предложен расчетный аппарат железобетона применительно к расчету реконструируемых зданий в виде физических моделей сопротивления, позволяющий оценивать прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности, многоуровневые процессы трещинообразования при несовместимых деформациях бетона и арматуры и нарушения сплошности материала.

The calculation model of the reinforced concrete is offered applied to the calculation of reconstructed buildings as physical models of resistance, allowing to estimate durability, inflexibility and cracks resistance of reinforced concrete constructions taking into account physical and geo-metrical non-linearity, multilevel processes of origin cracks at incompatible deformations of concrete and armature and violation discontinuity of material.

Ключевые слова: железобетонные составные конструкции, физические модели сопротивления, механика разрушения, механика железобетона.

Реконструкция зданий и сооружений, в первую очередь из железобетона, стала неотложной потребностью современного строительства. При этом железобетонные конструкции, требующие усиления при реконструкции, составляют существенную часть общего объема конструкций. Между тем, методика расчета таких конструкций практически не разработана и расчеты выполняются путем приведения к сплошному сечению, что не дает возможности учитывать перераспределение внутренних усилий между разными бетонами.

Построение расчетного аппарата ведется путем разработки физических моделей сопротивления (рис. 1). В качестве альтернативного может использоваться понятие «расчетная схема, плюс исходные предпосылки и определяющие уравнения». Концентрация расчетных предпосылок в физической модели сопротивления (КРМС) позволяет более гибко использовать достижения и гипотезы в области смежных дисциплин механики твердого деформируемого тела (в т.ч. активно развивающейся в последние годы механики разрушения) на основе их синтеза. Термин ФМС в какой-то мере определяет цель и задачи исследования, которые и заключаются в экспериментально-теоретической разработке расчетного аппарата железобетона применительно к усиленным железобетонным конструкциям зданий и сооружений аэропортов, наиболее полно отражающего его действительное напряженно-деформированное состояние при несовместных деформациях бетона и арматуры и нарушение сплошности бетона.

Анализ стержневой системы, с учетом отмеченного, показывает, что для ее расчета необходимо выделить три физические модели



И.А. Яковенко

доцент кафедры компьютерных технологий строительства
Национального авиационного университета, к.т.н.

(см. рис. 1) сопротивления [1]: применительно к составным железобетонным конструкциям ФМС находятся в стадии разработки. В первом приближении их расчет может быть выполнен при приведении разных бетонов к одному. При этом ФМС 1 описывает напряженно-деформированное состояние элементов железобетонных конструкций, в которых образуются толь-

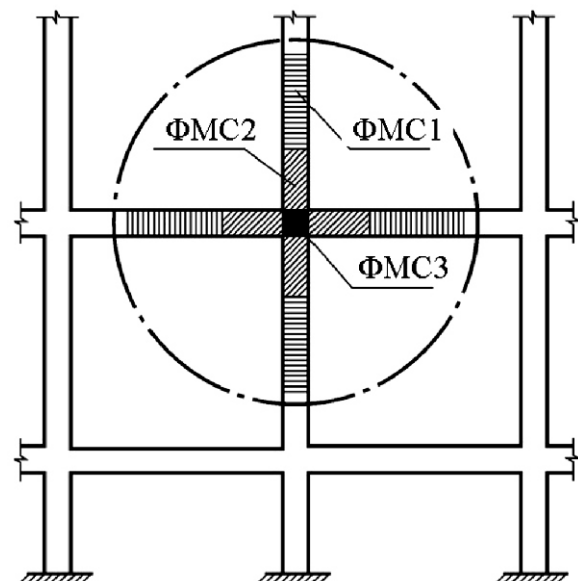


Рис. 1. Физические модели сопротивлений железобетонных конструкций:

ФМС1 – для зоны $N > M_{crсi}; Q < Q_{crсi}$
ФМС2 – для зоны $N > M_{crсi}; Q > Q_{crсi}$
ФМС3 – для узловой зоны

ко нормальные трещины; ФМС2 – то же, при наличии наклонных трещин и ФМС3, отражающая особенности сопротивления и необходимость учета податливости узлов сопряжения. Расчет систем стержневых железобетонных конструкций, усиленных при реконструкции, выполняется с привлечением метода начальных параметров. При этом изогнутая ось стержня аппроксимируется кубическим сплайном. Жесткостные характеристики и напряженно-деформированное состояние определяются с использованием разработанных ФМС.

Такой иерархии членения системы на физические модели сопротивления соответствует накопленный опыт исследований железобетонных конструкций. Традиционно отдельно исследовались элементы в зоне нормальных трещин, в зоне наклонных трещин и узлы сопряжения. При расчете стержневых систем наиболее естественно геометрию реального объекта принять в виде стержня, а особенности сопротивления отдельных сложных зон выявить с помощью более сложных моделей (в т.ч. с учетом объемного НДС) с тем, чтобы впоследствии передать их интегральные выходные параметры основной стержневой модели. Таким образом, построение расчета ведется на основе использования многоуровневой расчетной схемы. Накопленный опытный материал, исчисляемый сотнями и тысячами образцов, безусловно является фундаментом построения физических моделей сопротивления.

Прежде чем перейти к ФМС, необходимо было решить следующие задачи сопротивления железобетона:

- привлечь гипотезы механики разрушения к оценке НДС в окрестности трещины и увязать их с традиционным подходом к расчету железобетонных конструкций;
- рассмотреть деформационный вариант теории прочности бетона с учетом условия $\mu(\) \geq 0,5$ и ниспадающей ветви деформирования в диаграмме $\sigma_i - \epsilon_i$ (это условие справедливо для любой сплошной модельной среды). При появлении макротрещин весьма важно, где останавливается тензорезистор: если его база включает трещины, то в этом случае $\mu(\) > 0,5$, но говорить о сплошности среды не приходится, то есть в этом случае нельзя использовать гипотезу сплошности;

- решить задачу сопротивления околоарматурной зоны и вытекающую отсюда проблему сцепления арматуры с бетоном (в первую очередь это анализ работ Оатула и Холмянского).

Характер эпюр деформаций бетона вдоль оси арматуры, полученных в собственных опытах с разнообразными датчиками, а также опыт других авторов показывают, что в зонах, прилегающих к трещине, деформации растяжения бетона переходят в деформации укорочения, касательные напряжения сцепления также изменяют знак. Лавинообразное раскрытие трещин (которое после нарушения сплошности материала можно рассматривать как концентрированное деформационное воздействие) по треугольному профилю, характерному для бетонного элемента, в железобетоне сдерживается арматурой. Здесь профиль трещины сложный, с максимальным раскрытием выше уровня расположения арматурного стержня. В результате, в системе, состоящей из бетонных блоков и арматуры, в окрестности трещин возникают реакции по контакту бетона и арматуры, названные при дальнейшем изложении эффектом нарушения сплошности.

Задавая деформационные воздействия в численных экспериментах, получена картина напряженно-деформированного состояния, аналогичная опытной. Анализ напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента между трещинами с привлечением традиционных диаграмм $\sigma - \epsilon$, полученных по опытным данным, показывает, что текучесть арматуры достигается не в j -м сечении, где ее деформации максимальны, а в сечении с трещиной.

Дело в том, что в j -м сечении арматура находится в сжимающем поле бетона и площадка текучести здесь повышается на σ_{bt} . Этим объясняется целый ряд экспериментальных данных, где при значительных a_{crc} сопротивление железобетонной конструкции еще не исчерпывается.

Возмущение напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции после нарушения сплошности бетона может быть описано с привлечением зависимостей механики разрушения. Анализ зоны предразрушения показывает, что традиционные диаграммы $\sigma_{bt} - \epsilon_{bt}$ реализуются здесь при ограниченных значениях деформаций, т.е. с учетом ниспадающей ветви – опыты Хиллирборга-Модера-Пе-

терсона, Бажанта, Чубрикова и др. В качестве аналога зависимости $\sigma - \epsilon$ в механике разрушений может быть использована зависимость K_g^2 . Тогда новые константы бетона выражаются как некоторые точки этих диаграмм. Кроме того, поскольку они выражаются согласно зависимостям механики разрушения через традиционные характеристики бетона R_b , E_b , то уже сегодня константы могут быть занормированы. Следует отметить, что искусственные надрезы и пазы на призме не делаются, так как радиусы надреза и трещины различаются на несколько порядков. Здесь используется естественная трещина, разделяющая растянутую призму на две части. В дальнейшем, связывая эти константы с податливостью двухконсольного элемента (ДКЭ), выделенного в окрестности трещины (рис. 2), отыскивается возмущение напряженно-деформированного состояния. Податливость ДКЭ связана с перемещениями всего железобетонного стержня. Таким образом прослеживается взаимосвязь первого и второго предельных состояний. Ввиду наличия четкого физического смысла и обозримости зависимостей механики разрушения (здесь эти зависимости вытекают из решения дифференциального уравнения в полных дифференциалах), они могут быть включены непосредственно в разрабатываемые физические модели сопротивления, тем более,

что используемый здесь ДКЭ распространяется на любые случаи напряженно-деформированного состояния. Что касается сжатия бетона, то, оставаясь в рамках традиционной диаграммы $\sigma - \epsilon$, учет нарушения сплошности бетона после границы $R_{cr,v}$ позволяет отказаться от использования понятия депланации бетона и вернуть диаграмму $\sigma - \epsilon$ в привычные ограничения $\epsilon < 0,5$.

Функцию податливости находим из определения скорости высвобождения энергии

$$b_u = \lim_{A \rightarrow 0} \frac{W}{A} \frac{V}{dA} = \frac{dW}{dA} \frac{dV}{dA}, \quad (1)$$

где V – уменьшение потенциальной энергии тела при продвижении трещины на малое приращение A ; W – дополнительная работа, совершаемая над телом при продвижении трещины на малое приращение A ; A – площадь образовавшейся поверхности трещины.

Здесь логичнее воспользоваться эквивалентной опытной характеристикой b_u , поддающейся нормированию, например так, как это сделано в ряде инструктивных документов НИИСК.

Применительно к построению варианта деформационной теории пластичности бетона и ФМС1 можно сформулировать следующие расчетные предпосылки.

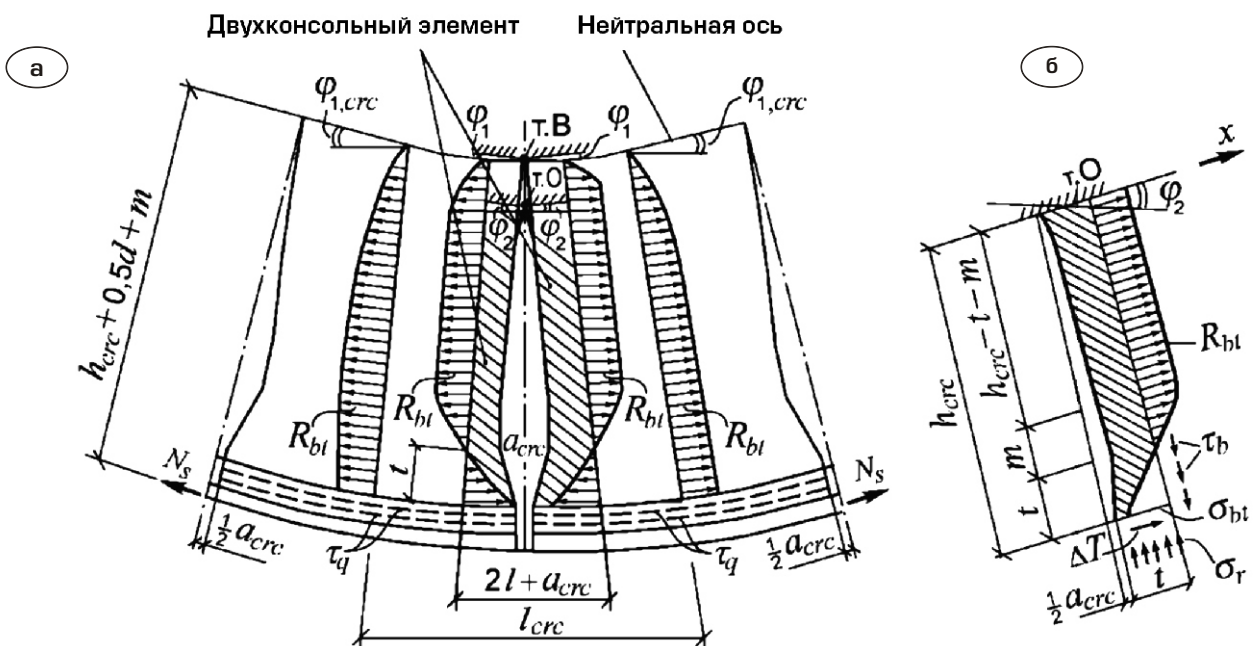


Рис. 2. К реализации зависимостей механики разрушения в железобетоне:

а – характерные эпюры напряжений в растянутом бетоне и вырезание специального двухконсольного элемента в окрестности трещины; б – к расчету податливости консоли

1. До образования макротрещин бетон рассматривается как изотропный, физически нелинейный материал.

2. Макротрещины в бетоне образуются из-за отрыва перпендикулярно главным деформациям удлинения.

3. Образование трещин в бетоне и его разрушение описывается различными теориями прочности, связанными с $b_{,l}$ и okt соответственно. Образование трещин происходит после достижения деформациями крайних растянутых волокон бетона в поперечном сечении предельных значений bt,u . До момента разрушения выделяется несколько уровней трещинообразования.

4. После появления трещин бетон рассматривается как изотропный материал лишь в пределах блоков между трещинами; в целом же – как несплошной материал, для которого в зонах, включающих трещину, привлекаются зависимости, аналогичные принятым в механике разрушения.

5. При построении варианта деформационной теории пластичности бетона предъявляется требование возможности непосредственного перехода зависимостей напряжения-деформации к условию прочности (деформационному) и учета ниспадающей ветви деформирования, т.е. связь между напряжениями и деформациями бетона и арматуры принимается в виде ниспадающих диаграмм.

6. Учитывается зависимость предельной деформации бетона от вида напряженного состояния, как функции отношения I инварианта тензора деформаций ко II инварианту девиатора деформаций.

7. Для деформаций (средних, если трещины уже появились) растянутой арматуры и сжатого бетона справедлива гипотеза плоских сечений. В качестве расчетного принимается сечение со средней высотой сжатой зоны x_m , соответствующей средним деформациям.

8. Раскрытие трещин рассматривается как накопление относительных взаимных смещений бетона и арматуры на участках между трещинами (в т.ч. от дополнительных деформационных воздействий, вызванных нарушением сплошности материала), суммируемых с абсолютными деформациями арматуры в зонах ее текучести – уточненная гипотеза Томаса.

9. Связь между напряжениями сцепления и относительными взаимными смещениями принимается в виде диаграммы $q - q$, получаемой в результате проецирования основной диаграммы $i - i$ на оси q и q .

10. Сопротивление расчетного сечения считается исчерпанным, если: деформация крайних сжатых волокон бетона или растянутой арматуры достигает предельных значений; происходит нарушение силового равновесия и разрушение от потери сцепления из-за радиальных трещин.

Принятие этих предпосылок соответствует замене реальной железобетонной конструкции физической моделью сопротивления. Сохраняя преимущества традиционного подхода к осреднению напряженно-деформированного состояния бетонного блока между трещинами, расчетные параметры ФМС1 насыщаются новым содержанием, включающим элементы механики разрушения. Главным отличием стадий НДС от традиционных является то, что процесс трещинообразования продолжается до момента разрушения. При этом выделяется не один (как в теории Мурашева), а несколько уровней трещинообразования, учитываются взаимные смещения арматуры и бетона, деформационный эффект, особенности наступления текучести арматуры и т.п.

Расчетная схема применительно к ФМС2 вытекает из анализа целого ряда экспериментов. Впервые она была использована в работах НИИСК с участием автора и практически одновременно в работах проф. Залесова, а затем была развита его последователями. Однако до проведения настоящих исследований применительно к рассматриваемой схеме не были решены по меньшей мере три проблемных вопроса. Во-первых, открытым оставался вопрос относительно теоретического определения наполнения эпюр нормальных и касательных напряжений как переменных параметров; во-вторых, не решена проблема отыскания наиболее опасной наклонной трещины как функции многих переменных параметров, оказывающих влияние на ее расположение; в третьих – оставалась открытой проблема определения жесткости железобетонных конструкций на участках с наклонными трещинами. В подавляющем большинстве методов расчета использовался эмпирический подход. Теория же проф. Карпенко

основывается на методах теории упругости (пластичности), что не всегда удобно применительно к расчету стержней.

Решение второго проблемного вопроса стало возможным благодаря взаимосвязи основных расчетных параметров наклонного сечения, входящих в рассматриваемую расчетную схему. Это исключило появление распадающихся отдельных групп уравнений и позволило найти проекцию опасного наклонного сечения как функцию многих переменных параметров, модернизированную по сравнению с работами [1, 2].

Привлекая условие экстремума функции многих переменных F и вытекающие из этого условия уравнения, выражающие равенство нулю ее частных производных, получим:

$$R_{sup}, f(x, s, I, s, x_{pl}, s(1), pl, s, pl, x_g, N_s, Q_s, q_{x,ver}, q_{x,hor}, b, k, x_y, y, y, pl, P_{pl}, M_{crc,Q}, x_{crc}, i, i, c), \quad (2)$$

где R_{sup} – обобщенная нагрузка, выраженная в виде опорной реакции; в функцию f входят параметры расчетной схемы ФМС2, такие как высота сжатого бетона (x и x_{pl}), напряжения в растянутой арматуре (s, I и $s(1), pl$), коэффициент работы растянутого бетона (s и s, pl) в сечении I–I в стадии нагружения и в пластической стадии соответственно; высота сжатого бетона над наклонной трещиной (x_g), усилие в продольной арматуре в продольном и поперечном направлениях в месте пересечения ее опасной наклонной трещиной (N_s и Q_s соответственно); усилия в поперечной арматуре в продольном и поперечном направлениях в месте пересечения ее опасной наклонной трещиной ($q_{x,ver}$ и $q_{x,hor}$ соответственно); b и k – нормальные напряжения в сжатом бетоне и коэффициент, учитывающий плоское напряженно-деформированное состояние над опасной наклонной трещиной соответственно; x_y и y – касательные напряжения в бетоне над опасной наклонной трещиной и коэффициент наполнения эпюры касательных напряжений под наклонной трещиной в сечении I–I; y и y, pl – вертикальные сжимающие напряжения в бетоне над опасной наклонной трещиной в стадии нагружения и в пластической стадии соответственно; P_{pl} – нагрузка, соответствующая переходу сжатого бетона в пластическую стадию; $M_{crc,Q}$ и x_{crc} – момент образования наклонных трещин и высота сжатой зоны бетона в момент образования трещин в сечении I–I

соответственно; i и i – коэффициенты преобразования расчетных параметров и коэффициент Лагранжа соответственно; c – проекция опасной наклонной трещины на горизонтальную ось.

Расчетные параметры, составляющие функцию F , связаны уравнениями, имеющими следующий вид:

$$\begin{aligned} &_1(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \\ &_2(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \\ &\dots\dots\dots \\ &_m(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \end{aligned}, \quad (m = n). \quad (3)$$

Тогда функция F и ее частные производные примут вид

$$F(x_1, x_2, \dots, x_n, \lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_m) = f(x_1, x_2, \dots, x_n) + \lambda_1 \cdot _1(x_1, x_2, \dots, x_n) + \lambda_2 \cdot _2(x_1, x_2, \dots, x_n) + \dots + \lambda_m \cdot _m(x_1, x_2, \dots, x_n); \quad (4)$$

$$\begin{aligned} &\frac{f}{x_1} + \lambda_1 \frac{1}{x_1} + \lambda_2 \frac{2}{x_1} + \dots + \lambda_m \frac{m}{x_1} = 0 \\ &\frac{f}{x_2} + \lambda_1 \frac{1}{x_2} + \lambda_2 \frac{2}{x_2} + \dots + \lambda_m \frac{m}{x_2} = 0 \\ &\dots\dots\dots \\ &\frac{f}{x_n} + \lambda_1 \frac{1}{x_n} + \lambda_2 \frac{2}{x_n} + \dots + \lambda_m \frac{m}{x_n} = 0 \end{aligned}. \quad (5)$$

В результате решения системы уравнений (5), будем иметь:

$$c = \frac{D_1 \cdot D_2 \cdot Q_s \cdot D_3}{N_s \cdot D_2 \cdot 0,5q_{x,ver} \cdot D_3}, \quad (6)$$

где

$$D_1 = (h_0 - x_B) \sqrt{R_s^2 A_s^2 - N_s^2}; \quad (7)$$

$$D_2 = 0,5(h_0 - x_B) R_{sx}^2 t^2; \quad (8)$$

$$D_3 = \{\sqrt{[R_{sx}^2 t^2 - (q_x^B)^2]} (R_s^2 A_s^2 - N_s^2) - q_x^B N_s\} (h_0 - x_B). \quad (9)$$

Дифференцирование выполнялось с использованием вспомогательных множителей λ_i . Физическая интерпретация полученного решения представлена ниже: среди множества наклонных сечений с трещинами найдется и такое, которому соответствует минимум несущей способности.

Следует заметить, что таким же образом отыскивается и местонахождение как опасной наклонной трещины с максимальной шириной раскрытия, так и наиболее опасного наклонного сечения по критерию образования наклонной трещины. Меняются лишь соответствующие критерии.



Рис. 3. Отличительные особенности алгоритма

Определение жесткости стержневых железобетонных конструкций на участках с наклонными (в т.ч. пересекающимися) трещинами основывается на рассмотрении единичной полоски железобетонного элемента как полоски составного стержня с учетом податливости продольных и поперечных связей. Для этого вначале решается задача определения ширины раскрытия трещин. В ФМС2 учитывается «нагельный эффект» в местах пересечения арматуры наклонной трещиной. Расчетная схема второго уровня и ее основная система для его определения выявлены в результате проведенных исследований. Длина l определяется с учетом ограничений, налагаемых возможностью отрыва, продавливания и смятия бетона в рассматриваемой зоне. Вот те основные отличия, которые дополняют расчетные предпосылки применительно к ФМС2 по сравнению с ФМС1. Неоправданно мало внимания уделялось теоретическим исследованиям сопротивления узловой зоны, хотя известно, что разница между жестким и шарнирным сопряжением качественно изменяет картину деформирования сопрягаемых стержней (согласно предлагаемой иерархии эта зона описывается с помощью ФМС3). Если обратить-

ся к предпосылкам, принятым в строительной механике, то расчетная схема ригелей и стоек на узловых участках ОГ и ОК принимается такой же, как и на свободных участках. Условность этой предпосылки очевидна, так как, во-первых, не учитываются внутренние усилия в сечениях, проходящих по граням ригеля и стойки и, во-вторых, из рассмотрения исключаются области А и Б, в которых образуются трещины, оказывающие влияние на податливость узла. Исследования показывают, что если провести сечение узла по граням ригеля и стойки, то распределение деформаций в них хотя и не соответствует гипотезе плоских сечений, но все же больше приближается к двухзначному – характерному для стержней, чем к сложному – присущему балкам-стенкам. Более того, отклонение от гипотезы плоских сечений наблюдается в основном во входящих углах узла и вызвано наличием здесь концентрации деформаций и напряжений. Представляется наиболее приемлемым учитывать такую концентрацию деформаций с помощью параметра d_T по физическому смыслу, аналогичному параметру s , введенному в теорию железобетона В.И. Мурашевым. Теперь, когда усилия в сделанных сече-

ниях определены, можно переходить к определению перемещений выделенных этими сечениями узловых стержней и закрепленных в виде консолей относительно одного из сделанных сечений. В итоге представляется возможным оценить податливость узла относительно точки O – центра узла. При этом, для первого варианта методики учет податливости достигается путем уточнения жесткости выделенных узловых стержней. Для второго варианта учет податливости выполняется с помощью специального узлового элемента в точке O . Следует заметить, что второй вариант использовался лишь в исследовательских целях. Для практических расчетов рекомендован первый вариант, тем более, что он позволяет учитывать прочность и трещиностойкость узла с единых методологических позиций.

Расчет систем стержневых железобетонных элементов выполняется с привлечением метода начальных параметров. При этом изогнутая ось стержня аппроксимируется кубическим сплайном. Жесткосные характеристики определяются с использованием разработанных ФМС. При расчете рам полученные зависимости метода начальных параметров реализуется в форме традиционных методов строительной механики – метода перемещений, смешанного метода.

Отличительными особенностями алгоритма предлагаемого расчетного аппарата являются последовательная реализация расчета по модулям «сечение», стержневой элемент, моделируемый с помощью ФМС, «система» (рис. 3).

В результате дифференциальные уравнения с переменными коэффициентами заменяются алгебраическими. В итоге алгоритм расчета позволяет учитывать:

- 1) несовместность деформаций бетона и арматуры и нарушение сплошности бетона;
- 2) многоуровневую расчетную схему, которая сводится к достаточно точному решению с одновременной его обозримостью;
- 3) определенный порядок решения задач трещиностойкости и жесткости с учетом податливости продольных и поперечных связей в составном стержне, исключающий дифференциальные уравнения высоких порядков.

-
- [1] Голышев А.Б. Сопротивление железобетона : монография / А.Б. Голышев, В.И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.
- [2] Колчунов В.И. Метод физических моделей сопротивления / В.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Н.В. Ключева // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №12. – С. 51–54.

Надійшла 24.12.2013 р.

ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ

У ТЕХНІЧНОМУ КОМІТЕТІ 301 «МЕТАЛОБУДІВНИЦТВО»

28 січня 2014 року у приміщенні ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» відбулось засідання колективних членів ТК 301 «Металобудівництво», на якому були розглянуті питання щодо підсумків роботи комітету в 2013 році, підготовки плану робіт на поточний рік, прийняття нових членів та створення секретаріату ПК-2.

Під час обговорення зазначених питань було відмічено, що силами ТК 301 у 2013 році підготовлено 32 проекти стандартів України, гармонізованих до Європейських стандартів, 7 Технічних умов на продукцію будівельного призначення, а також виконано 49 експертиз проектів нормативних документів. Крім того, фахівцями ТК 301 була проведена значна робота з ознайомлення будівельної спільноти із головними напрямками розвитку системи технічного регулювання у металобудівництві шляхом обміну передовим досвідом, публікації статей у фахових виданнях, організації та проведення конференцій і семінарів.

Рішенням комітету до складу ТК 301 були прийняті ТОВ «ПЕМ Україна» та асоціація «Український центр сталевих будівництв», а також створено секретаріат ПК-2 «Виготовлення металевих конструкцій», функції якого покладено на «Український центр сталевих будівництв»