УДК 624.012.45:539.376

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ, ЖЕСТКОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ СТЕРЖНЕВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

доктор техн. наук, профессор Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ,
канд. техн. наук, доцент Д.О. ГЛУХОВ, О.Н. ЛЕШКЕВИЧ

Предложена методика расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности деформирования. Приведены основные соотношения, позволяющие осуществлять статический расчет систем с переменными жесткостями по длине элементов, а также учитывать геометрически нелинейные эффекты, вызванные приобретением и увеличением эксцентриситетов, действующих в элементах продольных сил. Предложенная методика апробирована экспериментально и реализована в компьютерных программах, которые предоставляют проектировщику комплексное решение по расчету стержневых железобетонных конструкций.

Введение. Компьютерное моделирование является мощным инструментальным средством для инженерного проектирования. Оно обеспечивает оценку безопасности и надежности проектирования конструкций на точных расчетных данных. Существующая практика инженерного проектирования в большинстве случаев опирается на линейные модели. Тем не менее, некоторые физические эффекты, как, например, образование трещин в железобетонных элементах, могут имитироваться только с использованием нелинейных моделей.

Общая схема расчета железобетонной конструкции как нелинейной системы обычно строится на аналогии с расчетом упругопластических тел. Идея метода состоит в том, что решение нелинейной задачи получается в виде последовательности решений линейных задач, сходящихся к результату. Так как на каждом этапе рассматривается эквивалентная линейно деформируемая система, представляется возможным использование классических методов строительной механики. Наиболее просто переменный характер жесткости можно учесть при применении метода конечных элементов (МКЭ).

Постановка задачи. При использовании метода конечных элементов матрица жесткости $[K]$ формируется на основании физических жесткостей $[k]_j$ стержня из системы, вычисляемой для каждого конечного элемента (КЭ). Жесткости $[k]_j$ зависят от уровня напряженного состояния, они принимают различные значения для разных КЭ. Таким образом, задача расчета железобетонных конструкций сводится к решению алгебраических уравнений с переменными (нелинейными) коэффициентами. Решение нелинейной системы определяется в виде некоторой сходящейся последовательности решения линейных задач. Такая идея одним из первых была применена А.А. Ильюшиным [1] для решения задачи теории пластичности и получила название метода упругих решений.

В основу предлагаемого метода расчета железобетонных конструкций положена гипотеза о том, что нелинейное деформирование железобетонных несущих каркасов зданий может быть представлено в виде итерационного процесса, включающего в себя два независимых алгоритма: метод конечных элементов и деформационную модель железобетонного сечения. При этом могут быть получены точные значения усилий на произвольной стадии нагружений во всех элементарных площадках всех характерных поперечных сечений конструкции.

Согласно предложению В.М. Бондаренко [2], сочетание процессов внутренних и внешних итераций в решении задачи о напряженном и деформированном состоянии статически неопределимых нелинейно деформируемых систем с помощью последовательных приближений заключается в следующем:

1) в обычной линейной постановке известными приемами строительной механики решается заданная статически неопределимая система и устанавливаются эпюры внутренних усилий (нулевое приближение);

2) назначаются сечения, в которых по данным об усилиях с помощью внутреннего процесса итераций уточняются расчетные жесткости;

3) по новому закону изменения жесткостей повторяется статический расчет системы с учетом переменности вдоль пролетов расчетных жесткостей. Этим уточняются эпюры распределения усилий вдоль осей системы (первое приближение), по усилиям первого приближения вновь уточняются расчет-

ные жесткости, а по ним находятся эпюры усилий во втором приближении и т.д. до стабильной сходимости с заданной степенью точности.

Ввиду того, что расчет пространственных железобетонных конструкций требует значительных затрат вычислительных ресурсов, данную методику необходимо модифицировать для получения гарантированной сходимости итерационного процесса. С тем чтобы уменьшить «раскачку» искомых величин на соседних итерациях и получить решение с минимальным объемом вычислений, необходима организация итерационного процесса с плавно изменяющейся расчетной жесткостью сечений. При расчете конструкций по нелинейной модели процесс нагружения удобно разбивать на отдельные этапы. Деление на этапы может соответствовать реальным изменениям режима нагружения конструкции или быть условным. Отличительной особенностью этапа нагружения является то обстоятельство, что за исходную точку принимается состояние конструкции в конце предыдущего этапа и на новом этапе осуществляется линейный расчет с жесткостями сечений, полученными на предыдущем этапе.

Для любого вектора внешней узловой нагрузки $\{F\}$ на k-том этапе нагружения в расчет вводится вектор приращения нагрузки:

$$\{\Delta F\} = \{F\} - \{\overline{F}\}_{k-1}, \tag{1}$$

где $\{\overline{F}\}_{k-1}$ – вектор внешней узловой нагрузки в конце предыдущего этапа нагружения.

В результате нелинейного расчета определяется поле узловых перемещений при жесткостях элементов от нагрузки, действующей на k-том этапе нагружения:

$$\{\delta\} = [K]_k^{-1}\{F\}, \tag{2}$$

где $\{\delta\}$ – поле текущих узловых перемещений.

Таким образом, при расчете конструкции поэтапное приращение внешней нагрузки позволяет поэтапно изменять жесткости сечений, в результате итерационный процесс гарантировано сходится.

В качестве способа организации нелинейного вычислительного процесса в пределах этапа принят метод переменных параметров упругости. Он заключается в использовании «секущих» коэффициентов упругости с начальной точкой в конце предыдущего этапа нагружения при построении глобальной матрицы жесткости на итерации.

На первой итерации матрица жесткости $[K]_{(1)}$ определяется при нулевом значении внутренних усилий. Далее из решения системы уравнений (2) определяется первое приближение поля приращений узловых перемещений $\{\Delta\delta\}_{(1)}$ от действия нагрузки $\{\overline{F}\}_1$. В дальнейшем на j-той итерации матрица $[K]_{(j)}$ строится на основе $\{\Delta\delta\}_{(j)}$ и из решения (2) определяется $\{\Delta\delta\}_{(j+1)}$. Внешний итерационный процесс считается законченным, когда к системе приложена вся внешняя нагрузка.

Количество этапов нагружения, соответствующее требуемой точности, определяется следующим образом:

1) первоначально осуществляется итерационный расчет с минимальным количеством шагов нагружения;

2) осуществляется новый итерационный расчет, в котором количество этапов нагружения увеличивается умножением предыдущего значения на некоторый коэффициент, устанавливаемый пользователем;

3) сравниваются два предыдущих результата на соответствие последнего заданной точности: если точность не обеспечивается, осуществляется новый итерационный расчет с большим количеством этапов нагружения до тех пор, пока не выполнится условие требуемой точности. Проверка сходимости и оценка результатов по ожидаемой точности производится по всем сечениям.

Расчет считается законченным, когда текущие и предыдущие значения фибровых напряжений, жесткостей, усилий или других характеристик системы совпадают с необходимой степенью точности.

При расчете статически неопределимых систем в процессе внешних итераций может оказаться, что численные значения усилий в ряде последовательных уточнений не сближаются, а расходятся – происходит так называемая «раскачка» искомых величин. Она возможна, ибо в сечениях, в которых при нулевом решении оказываются наибольшие усилия, в последующем первом приближении принимается наименьшая жесткость и, значит, наименьшие усилия, поэтому во втором приближении соотношение жесткостей резко меняется в пользу данного сечения, и расчетные усилия в нем вновь резко увеличиваются и т.д.

Указанная трудность может быть преодолена с помощью различных приемов. Предложенные ранее приемы оказывались в отношении пространственных задач либо неэффективными, либо трудно применяемыми, которые в определенных ситуациях могли привести к потере точности и, в общем случае, к уменьшению универсальности всего алгоритма. Один из них заключается в том, что на каждом шаге внешних итераций учитывается не текущее значение усилий, а среднеарифметическое из всех предыдущих четных и нечетных значений усилий (в крайнем случае, среднеарифметическое из текущего и предыдущего значений). Вообще же можно применять любой из возможных способов улучшения сходимости, если он обеспечивает получение требуемого результата: совпадение текущего и предыдущего значений жесткостей или усилий с заданной степенью точности. Действительно, если бы можно было сразу предугадать распределение жесткостей настолько, чтобы после вычисления усилий в статически неопределимой конструкции по этим жесткостям последние привели бы вновь к намеченным жесткостям, то задача оказалась бы решенной окончательно.

Другой прием заключается в закреплении характера трещин и минимальных жесткостей треснувшей конструкции. Известно, что перераспределение усилий может происходить так, что усилия в зоне треснувших областей уменьшаются до уровня меньшего усилия образования трещин. Очевидно, в реальной конструкции трещина не может исчезнуть, так как сплошность материала не восстанавливается. Избежать этого можно путем запоминания новых значений жесткостей в треснувших элементах только в том случае, если они стали меньше, чем на предыдущей итерации, или если изменился характер трещин.

Модифицируем описанный прием таким образом, чтобы стало возможным применять его в отношении пространственных конструкций, имеющих в своем составе внецентренно сжатые элементы. Во внешних итерациях, когда нагрузка на конструкцию прикладывается частями, данный эффект может быть ошибочно принят за раскачку искомых величин, т.е. фактически за расхождение итерационного процесса. Очевидно, что для внецентренно сжатых элементов закрепление минимальных жесткостей может привести к погрешностям в расчете при некоторой величине внешней нагрузки. Решить указанную трудность можно следующим методом: закрепление минимальных изгибных жесткостей проводить только для сечений, производная функция жесткости которых имеет отрицательное значение. Если первая производная функции жесткости имеет положительное значение, то закрепление жесткости осуществлять после достижения ее функции локального экстремума.

Условно разделим все сечения на два локальных типа: тип 1 – сечения, изгибная жесткость которых с ростом нагрузки на конструкцию снижается; тип 2 – сечения, изгибная жесткость которых с ростом нагрузки на первых этапах на конструкцию возрастает, на последующих – снижается. Данные типы сечений действительны в пределах одного расчета, так как условия изменения жесткости могут меняться в зависимости от условий нагружения конструкции. Тип сечения определяется на второй внешней итерации сравнением текущей жесткости с жесткостью на предыдущей итерации. Для каждого типа принят способ закрепления жесткости на каждой новой внешней итерации: для типа 1 – величина изгибной жесткости на последующей итерации принимается не больше предыдущей; для типа 2 – изгибная жесткость принимается с расчетом до тех пор, пока она имеет значение большее, чем на предыдущей внешней итерации; когда жесткость начинает снижаться, данному сечению назначается тип 1.

Со смещением физической нейтральной оси элемента появляется эксцентриситет приложения продольной силы, который, в свою очередь, вызывает приращение изгибающего момента. Ранее данный эффект реализовывался искусственным приложением дополнительного изгибающего момента. В статически неопределимых системах данный момент должен быть приложен в качестве внешней нагрузки, иначе будет утеряно влияние изменения положения нейтральной оси элемента на всю систему. Принцип суперпозиции, т.е. в данном случае простое добавление дополнительного момента от действия продольной силы возможно только для статически определимых конструкций. При появлении эксцентриситета искусственное приложение дополнительного момента в качестве внешней нагрузки повлечет за собой скачок момента на эпюре, что может быть несколько снивелировано простым увеличением разбиения стержня на конечные элементы. При этом моменты от действия продольной силы лучше прикладывать не к концам стержня, а непосредственно ко всем конечным элементам, из которых состоит стержень. Однако во избежание ряда логических трудностей лучше рассматривать появление эксцентриситета как изменение расчетной схемы. В таком случае изменение расчетной схемы на каждом этапе нагружения будет определяться исходя из суммы деформаций элементов системы и приращений эксцентриситета приложения продольной силы в соответствующих элементах системы.

Эксцентриситет продольной силы находим, используя касательный модуль деформации каждой элементарной площадки системы:

$$E' = \frac{\sigma(\varepsilon(x,y)+\Delta\varepsilon)-\sigma(\varepsilon(x,y))}{\Delta\varepsilon}, \tag{3}$$

где $\sigma(x,\ y)$ и $\varepsilon(x,\ y)$ – из уравнений равновесия; $\Delta\varepsilon$ – некоторая условная весьма малая продольная деформация элементарной площадки.

Компоненты эксцентриситета продольной оси от действия продольной силы вычисляются на основании уже известных касательных модулей упругости каждой элементарной площадки:

$$\begin{cases} \Delta_x = \dfrac{\int\limits_x \left[\int\limits_y E'(x,y)(x-x_o)dy\right]dx}{\int\limits_x \left[\int\limits_y E'(x,y)dy\right]dx} \\ \Delta_y = \dfrac{\int\limits_x \left[\int\limits_y E'(x,y)(y-y_o)dy\right]dx}{\int\limits_x \left[\int\limits_y E'(x,y)dy\right]dx} \end{cases} \tag{4}$$

Уравнения равновесия составляются как для недеформированного состояния системы, т.е. в предположении малых деформаций ее элементов, вызывающих малые перемещения узлов. Благодаря этому допущению уравнения равновесия и геометрические уравнения получились линейными [3].

Определение жесткости нормального сечения. Для определения деформационных характеристик нелинейно деформируемого элемента использование принципа суперпозиции, отражающего внутренние изменения в материале при конкретных уровнях и соотношениях M_x, M_y и N неприемлемо. Для пространственной задачи взаимное влияние всех внутренних усилий на соответствующую каждому из них жесткость приводит к перераспределению напряжений по сечению, что сказывается на характере перераспределения усилий для конструкции в целом. По существующей в действующих нормах проектирования методике не представляется возможным определить жесткостные параметры железобетонного сечения общего вида и зависимость, связывающую жесткость элемента со всеми внутренними усилиями в сечении.

Решение этой задачи для поперечного сечения любой формы с произвольными классами арматуры и бетона возможно с использованием деформационной модели, которая является базовой расчетной моделью нормального сечения железобетонных элементов в проекте СНБ 5.03.01. Данная расчетная модель включает в себя: уравнения равновесия внешних и внутренних сил; условие деформирования расчетного нормального сечения в виде гипотезы плоских сечений и диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Согласно деформационной модели, сечение рассматривается как совокупность элементарных площадок, в пределах которых деформации считаются равномерно распределенными. В рассматриваемой задаче применяется гипотеза плоских сечений в постановке В.И. Мурашева – Я.М. Немировского для средних продольных деформаций растянутой и сжатой зон.

Напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов описывается уравнениями равновесия, содержащими условия распределения деформаций по сечению в соответствии с гипотезой плоских сечений, и зависимостью между деформациями и напряжениями для элементарных площадок и арматуры. Система уравнений напряженно-деформированного состояния сечения должна быть записана в виде:

$$\begin{cases} M_y = -\iint\limits_C \sigma(x, y)(y - y_o)dxdy + N(y_{oe} - y_o) \\ M_x = -\iint\limits_C \sigma(x, y)(x - x_o)dxdy + N(x_{oe} - x_o) \\ N = \iint\limits_C \sigma(x, y)dxdy \\ \varepsilon(x, y) = \varepsilon_z - \dfrac{1}{r_x}(x - x_0) - \dfrac{1}{r_y}(y - y_0) + q \end{cases} \tag{5}$$

где $\sigma(x, y)$ – нормальные напряжения в элементарной площадке бетона или арматуры; $\varepsilon(x, y)$ – продольные деформации элементарной площадки бетона или арматуры; x_o, y_o – расстояния от центра изгиба сечения до соответственно осей x, y; x_{oe}, y_{oe} – расстояния от места приложения продольного усилия до соответственно осей x, y; N – продольная сила от действия внешней нагрузки; $\frac{1}{r_x}$, $\frac{1}{r_y}$ – кривизны продольной оси элемента относительно соответственно осей x, y; q – остаточные деформации от различных предшествующих процессов деформирования (предварительное напряжение, эксплуатация и др.).

Известное значение кривизны продольной оси элемента при заданных усилиях позволит найти соответствующие изгибные жесткости из соотношения

$$\frac{1}{r_x} = \frac{M_x}{B_x}, \quad \frac{1}{r_y} = \frac{M_y}{B_y}, \tag{6}$$

где B_x и B_y – изгибные жесткости сечения относительно осей x и y соответственно.

Корреляционная функция изгибной жесткости совпадает с корреляционной функцией изгибающего момента.

Жесткость сечения при растяжении-сжатии определяется суммированием по элементарным площадкам сечения на основании действующих в них напряжений по диаграмме «$\sigma - \varepsilon$» бетона и арматуры:

$$\varpi = \int\limits_x \left[\int\limits_y E(x, y)dy \right] dx = \int\limits_x \left[\int\limits_y \frac{\sigma(x, y)}{\varepsilon(x, y)} dy \right] dx, \tag{7}$$

где $E(x, y)$ – секущий модуль деформации элементарной площадки, определяемый диаграммой деформирования бетона и арматуры.

Определение ширины раскрытия трещин. Ширина раскрытия нормальных трещин определяется на основе рассчитанного напряженно-деформированного состояния элементарных площадок сечения. В соответствии с требованиями СНБ 5.03.01 расчетная ширина раскрытия трещин определяется по формуле

$$w_{k_i} = \beta \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm_i}. \tag{8}$$

Среднее расстояние между трещинами принимается одинаковым для всего сечения:

$$s_{rm} = 50 + 0{,}25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{d}{\rho_{eff_i}}, \tag{9}$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном:

– для стержней периодического профиля $k_1 = 0{,}8$;

– для гладких стержней $k_1 = 1{,}6$;

k_2 – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента и принимаемый равным:

– при изгибе $k_2 = 0{,}5$;

– при осевом растяжении $k_2 = 1{,}0$;

– при внецентренном растяжении

$$\begin{aligned} &\text{если } \varepsilon_1 > \varepsilon_2 \qquad && k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}; \\ &\text{если } \varepsilon_2 = 0 \qquad && k_2 = 0{,}5. \end{aligned} \tag{10}$$

Величина коэффициента k_2, учитывающего вид напряженно-деформированного состояния элемента, при внецентренном сжатии принимается, как при изгибе.

Эффективный коэффициент армирования определяется по формуле

$$\rho_{eff} = \frac{A_{s_i}}{A_{c,\,eff_i}}. \tag{11}$$

Эффективная площадь растянутой зоны сечения в общем случае определяется как площадь бетона, окружающего растянутую арматуру при высоте, равной 2,5 расстояния от наиболее растянутой площадки до центра тяжести арматуры, проведенной вдоль нормали к нейтральной оси сечения. При косом изгибе и внецентренном сжатии (растяжении) эффективная площадь растянутой зоны сечения определяется в отношении каждого растянутого арматурного стержня в отдельности (рис. 1), зона влияния которого не превышает 7,5d. Соседние стержни делят между собой пересекающиеся участки пропорционально собственной площади. Среднее значение деформации растянутой арматуры определяется по формуле

$$\varepsilon_{sm_i} = \varepsilon_{s_i} \cdot \psi_s. \tag{12}$$

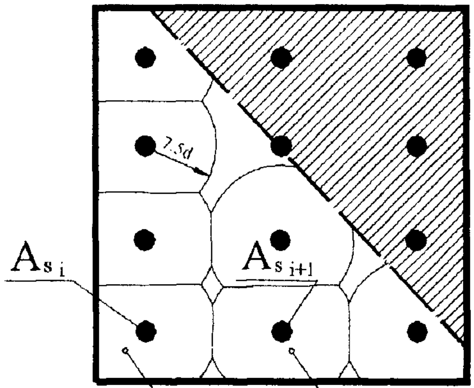

Рис. 1. Схема для определения эффективной площади растянутой арматуры

Деформации каждого растянутого арматурного стержня в сечении с трещиной определяются из решения расчетной системы уравнений деформационной модели (3).

Свойства алгоритма расчета компонентов жесткости сечений. Деформационная модель нормального сечения железобетонного элемента имеет некоторые особенности. Сильное влияние на вычисляемые величины (изгибающие моменты по осям X и Y и продольное усилие сжатия/растяжения) каждого из аргументов (кривизна по осям X и Y и деформации продольного сжатия/растяжения). Такое взаимовлияние ортогональных величин определяется асимметрией сечения.

Нелинейность поверхности решения расчетной системы уравнений в зоне образования трещины. В природе таких эффектов нет, поскольку образование трещины сопровождается резким скачком кривизны и продолжающимся ростом моментов. Иными словами, момент не может уменьшаться. Математическая модель же допускает расчет моментов для значений кривизны, попадающих в интервал скачка. И факт заключается в том, что в связи с резким, скачкообразным смещением нейтральной оси в сторону сжатой зоны элемента, вызванным «обрывом» в ноль узлов квадратур элементарных площадок растянутого бетона, момент падает [4, 5].

В случае, когда для сжатых элементов центрально приложенная сжимающая сила с эксцентриситетом, равным расстоянию от начального центра тяжести до текущего положения нейтральной оси, создает противоположно направленный изгибающий момент, заданному моменту будет соответствовать меньшая кривизна, эффект падения расчетного момента может полностью исчезать.

В моделях растянутых элементов, напротив, наблюдаются весьма нежелательные эффекты для большинства численных методов поиска решения систем нелинейных уравнений. В модели таких элементов момент, создаваемый центрально приложенным растягивающим усилием, сонаправлен изгибающему моменту и при уменьшении последнего с ростом кривизны в интервале трещинообразования сам увеличивается за счет роста эксцентриситета. Как следствие, момент в сечении может с ростом кривизны падать в отрицательную область. Причем, поведение модели при таком падении является достаточно сложным.

Данный алгоритм расчета статически неопределимых систем с учетом нелинейности деформирования является двухуровневым: статический расчет системы с переменными жесткостями, которые используются в процессе внешних итераций, и расчет жесткостей сечений при заданных усилиях, которые применяется в процессе внутренних итераций. В результате для расчета требуются значительные затраты машинных ресурсов, однако алгоритм всегда сходится и обеспечивает заданную точность расчета. Как показал анализ, для получения решения, при котором отличие между результатами двух соседних итераций по всем сечениям составляет не более 1 %, обычно достаточно трех-пяти макроитераций расчета. На последней макроитерации характер изменения расчетных жесткостей сечений является оптимальным, в результате – итоговое расчетное распределение жесткости в элементах конструкции соответствует фактическому. Поскольку предложенный метод является шаговым и алгоритм подразумевает обязательный расчет с различным количеством шагов с поэтапным сравнением полученных данных, то результатам подобного нелинейного расчета вполне можно доверять [6].

Анализ испытаний большого числа экспериментальных балок, внецентренно сжатых колон и статически неопределимых рам подтвердил высокую надежность предложенных алгоритмов и возможность их использования для определения напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при одновременном действии различных усилий. Важными свойствами метода являются доступность и универсальность: с одной стороны, использование программного продукта, построенного на базе алгоритма, не потребует от пользователя чрезвычайно высокой квалификации и глубокого знания метода расчета, с другой стороны, данная методика пригодна для решения широкого круга задач, в которых могут использоваться железобетонные сечения произвольной формы, с произвольным армированием и с различными классами бетона и арматуры.

Реализация алгоритма в компьютерных программах. Для реализации деформационной расчетной модели нормального сечения железобетонных элементов в Полоцком государственном университете разработана программа расчета **БЕТА** (авторы Т.М. Пецольд, Д.Н. Лазовский, Д.О. Глухов). Программа позволяет производить расчет параметров напряженно-деформированного состояния, ширины раскрытия трещин в нормальном сечении на любом этапе нагружения железобетонных элементов произвольного поперечного сечения и армирования (в том числе с учетом предварительного напряжения) при любом виде напряженно-деформированного состояния (сжатие, растяжение, изгиб, косое внецентренное сжатие, косой изгиб). С помощью программы можно получить зависимость «момент – кривизна» для расчета статически неопределимых конструктивных систем с учетом переменных жесткостных характеристик и зависимость предельных значений «продольное усилие – момент» для проектирования внецентренно и косо сжатых железобетонных элементов. Сопоставление результатов расчета нормального сечения железобетонных элементов по проекту СНБ 5.03.01 с использованием программы с экспериментальными данными показывает удовлетворительную сходимость.

Одним из путей снижения расхода материала в стержневых железобетонных конструкциях является разработка и использование точных методов расчета, в которых, наряду со специфическими свойствами железобетона – трещинами, анизотропией, неупругими свойствами бетона и арматуры – и их изменением в зависимости от уровня внешней нагрузки и режима нагружения, учитывались бы также особенности работы статически неопределимых конструкций, связанные с возможностью значительного перераспределения усилий, с учетом влияния смещения продольной оси элементов и других факторов. В программе **RADUGA** (авторы О.Н. Лешкевич, В.Н. Лешкевич) реализовано требование проекта СНБ 5.03.01, согласно которому в общем случае расчет стержневых систем должен рассматриваться с учетом физической и геометрической нелинейности деформирования. Расчетный процессор при расчете железобетонных конструкций использует жесткостные характеристики сечений, полученные в программе **БЕТА**. Разработанные программы предоставляют проектировщику комплексное решение по расчету стержневых железобетонных конструкций на основании требований проекта СНБ 5.03.01 «Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования».

Сопоставление опытных и расчетных значений параметров деформирования пространственной железобетонной рамы. Предложенная методика расчета предназначена для расчета не только плоских, но и пространственных стержневых железобетонных конструкций. Однако ввиду большой сложности испытаний пространственных конструкций подавляющее большинство исследователей ограничивалось испытанием плоских рам. Для подтверждения обоснованности принятых методик расчета необходимо сопоставление опытных и расчетных данных для различных видов конструкций, поэтому в соответствии с поставленными задачами была спроектирована, изготовлена и испытана пространственная железобетонная рама.

Для получения необходимых опытных данных была изготовлена пространственная железобетонная статически неопределимая шарнирно-неподвижная опертая железобетонная рама. Рама изготавливалась из отдельных элементов размером 1900 × 120 × 120 мм путем соединения ручной дуговой сваркой закладных деталей в торцах элементов. Напряженно-деформированное состояние различных конструктивных систем, в том числе и рамных каркасов, в значительной степени зависит от способности деформирования стыковых соединений и их податливости. Согласно данным ряда исследователей, бетон в узле железобетонной рамы находится в сложном напряженном состоянии, в результате фактическая узловая жесткость на определенных этапах нагружения может быть значительно ниже теоретической. Для устранения влияния данных факторов на результаты эксперимента соединения элементов в узлах осуществлялись таким образом, чтобы исключить возможность их взаимного поворота от действия нагрузки. В численном анализе конструкции жесткость принималась согласно ее фактическим значениям на различных участках элементов.

На основе проведенных измерений были построены зависимости, связывающие узловую нагрузку P с деформациями и внутренними усилиями системы. Расчетные перемещения узлов получены на основе вышеизложенной методики.

Разрушение конструкции наступило в ригеле в зоне действия максимального момента в результате достижения растянутой арматурой предела текучести при узловой нагрузке P, равной 29 кН, расчетной разрушающей нагрузке – 27,4 кН. Полученные в результате эксперимента зависимости «нагрузка – прогиб» указывают на удовлетворительное совпадение опытных данных с результатами расчета по предложенной методике. Приведенные результаты расчета на основе линейной модели также иллюстрируют возможность ее применения только на начальных этапах нагружения, когда конструкция работает без трещин. Для получения достоверных данных о деформациях железобетонной конструкции на всех стадиях нагружения линейная модель абсолютно непригодна. Сопоставление результатов эксперимента и нелинейного численного анализа полностью подтверждает предположения о характере изменения жесткости железобетонных элементов в зависимости от комбинации и уровней действующих внутренних усилий. Наилучшую сходимость продемонстрировали данные, относящиеся к прогибам ригелей, несколько ниже точность определения прогибов стоек. Видимо, вследствие особенностей математической модели и трудностей вычислительного характера, при действии в сечении двух изгибающих моментов и продольной силы точность определения соответствующих им жесткостей несколько ниже, чем при чистом изгибе.

Выводы

1. Усовершенствована и экспериментально апробирована методика расчета стережневых статически неопределимых железобетонных конструкций, позволяющая учитывать произвольную форму поперечного сечения, армирование, свойства материалов, геометрические размеры конструкции, условия закрепления и т.д.

2. В рамках существующей деформационной модели предложена система соотношений для определения компонентов жесткости нормального сечения. Жесткость сечения определяется на основе фактического напряженно-деформированного состояния с учетом диаграмм деформирования бетона и арматуры. На основании численных экспериментов установлен характер влияния внутренних усилий на жесткость нормального сечения.

3. Для применения в рамках предложенной методики адаптированы соотношения для определения ширина раскрытия нормальных трещин в элементах, подверженных внецентренному растяжению-сжатию.

4. Продемонстрировано применение разработанной методики к расчету различных видов железобетонных конструкций. Результаты расчета хорошо согласуются с опытными данными. Как показали численные исследования, для большинства расчетов конструкций в эксплуатационной стадии, когда железобетон работает с трещинами, предложенный алгоритм будет всегда обеспечивать результат с необходимой точностью.

5. Выполнены экспериментальные исследования, получены новые данные о характере деформирования, образования и развития трещин в пространственных железобетонных рамах. Результаты исследований показали правильность принятых гипотез и результатов теоретических исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ильюшин А.А. Пластичность. – Л.: Гостехиздат, 1948. – 372 с.
2. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.
3. Борисевич А.А. Общие уравнения строительной механики и оптимальное проектирование конструкций. – Мн.: Дизайн ПРО, 1998. – 144 с.
4. Глухов Д.О. Непрерывность поверхности решений системы уравнений деформационной модели // Инженерные проблемы строительства и эксплуатации сооружений: Сб. науч. тр. / Под ред. Д.Н. Лазовского. – Мн: УП «Технопринт», 2001. – С. 58 – 62.
5. Глухов Д.О., Пранович А.В. Метод устранения прерывности и локального минимума поверхности решения расчетной системы уравнений деформационной модели // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке кадров Республики Беларусь: Сб. тр. VII междунар. науч.-метод. семинара / Под ред. Н.П. Блещика, А.А. Борисевича, Т.М. Пецольда. – Брест: БГТУ, 2001. – С. 112.
6. Сидорович Е.М. Нелинейное деформирование, статическая и динамическая устойчивость пространственных систем. – Мн.: БГПА, 1999. – 200 с.