УДК 624.012.45

ЖЕСТКОСТЬ И ПРОЧНОСТЬ ПРИ КРУЧЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С НОРМАЛЬНЫМИ ТРЕЩИНАМИ

д.т.н., профессор Азизов Т.Н.
Уманский государственный педагогический университет имени Павла Тычины,
г. Умань, Украина

Аннотация. В статье описана методика определения крутильной жесткости и прочности железобетонных элементов различного поперечного сечения с нормальными трещинами. Показано влияние на крутильную жесткость и прочность железобетонных элементов с нормальными трещинами диаметра продольной арматуры, высоты сжатой от изгиба зоны и расстояния между трещинами.

Анализ публикаций и постановка задачи.

Важность изучения крутильной жесткости отмечена в ряде работ [2, 3, 15]. В этих работах показано также, что крутильная жесткость элементов с нормальными трещинами практически не изучалась. Все задачи о деформациях железобетонных элементов с трещинами при кручении решались в предположении наличия пространственной спиральной трещины [12]. В то же время существует большой класс элементов конструкций, подвергающихся изгибу с кручением, но в которых преобладает наличие нормальных трещин. К таким элементам относятся ребра ребристых сборных плит, многопустотные и коробчатые элементы перекрытий и многие другие. При совместной работе в сборном диске перекрытия или моста эти элементы передают внешние нагрузки один другому. Причем перераспределение усилий зависит как от крутильной, так и от изгибной жесткостей элементов [4, 7, 8, 10, 11, 13, 16].

В статье автора [1] показаны способы решения задачи определения жесткости железобетонного элемента с нормальными трещинами. Одним из наиболее достоверных и общих способов является способ с применением программных комплексов (таких, как, например, «Лира»), в которых реализован метод конечных элементов. Однако его следует использовать только для решения части задачи, т.к. перемещение арматурного стержня при действии нагельной силы – вопрос, подлежащий экспериментальному определению.

Целью настоящей статьи является развитие методов определения жесткостных параметров железобетонных элементов с нормальными трещинами при кручении с использованием экспериментальных данных и данных численного эксперимента с применением МКЭ.

Изложение основного материала.

Рассмотрим железобетонный элемент с нормальной трещиной, подверженный воздействию крутящего момента (рис. 1).

.

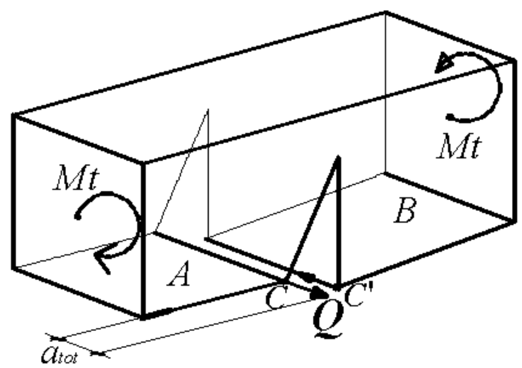

Рис. 1. Схема для определения нагельной силы в арматуре при взаимном повороте двух блоков, отделенных трещиной

После рассечения продольной арматуры нагельная сила Q в ней может быть определена из условия равенства перемещений в отсеченном месте (перемещение точки C относительно точки C^I на рис. 1).

Определим деформации элемента в трещине по методике [4]. Расхождение точек C и C^I в месте разреза арматуры должно быть равно нулю:

$$\Delta_C = \Delta_{Mt} - \Delta_Q - \Delta_{sm} = 0 \qquad (1)$$

где Δ_{Mt} - расхождение точек от действия внешнего момента M_t; Δ_Q - расхождение точек от кручения стержня неизвестной нагельной силой Q; Δ_{sm} - расхождение точек от смятия бетона нагельной силой Q [4]. Ввиду того, что бетон сминается в обоих блоках, отделенных трещиной, величину Δ_{sm} следует умножить на 2. Если обозначить расхождения точек в результате действия единичной нагельной силы $\overline{Q} = 1$ от кручения и от смятия соответственно Δ_{Qed} и $\Delta_{sm,ed}$, то из выражения (1) с учетом сделанного выше примечания для Δ_{sm} получим значение нагельной силы:

$$Q = \frac{\Delta_{Mt}}{\Delta_{Qed} + 2 \cdot \Delta_{sm,ed}}, \qquad (2)$$

Составляющие Δ_{Mt} и Δ_{Qed} определяются по МКЭ с использованием программных комплексов. При этом следует использовать объемные конечные элементы. Составляющая $\Delta_{sm,ed}$ от смятия единичной нагельной силой $\overline{Q}$ определяется с использованием эмпирических данных [14]:

$$\Delta_{sm,ed} = \varphi_{cc}\left(1000\frac{\overline{Q}^2}{d_s^3 E_b^2} + \frac{\overline{Q}}{d_s E_b}\right) \qquad (3)$$

где $\varphi_{cc}=1$ при кратковременном действии нагрузки [14]; d_s – диаметр арматурного стержня; E_b – модуль упругости бетона. В выражении (3) в отличие от [14] не учитывается сила прижатия закладной к бетону ввиду ее отсутствия

Выражение (2) отличается от выражения (6.59) [4] отсутствием члена, содержащего перемещение од сдвига арматурного стержня в трещине. Это сделано потому, что перемещение от сдвига арматурного стержня в трещине оказывается существенно меньшим (на порядок и более) перемещения от смятия бетона.

После вычисления неизвестной величины Q достаточно просто определить полное перемещение в трещине a_{tot} (см. рис. 1):

$$a_{tot} = 2 \cdot \Delta_{sm,ed} \cdot Q \qquad (4)$$

Далее по методике [4, 15] определяется коэффициент k_t, представляющий собой отношение деформативности элемента с нормальной трещиной к деформативности элемента без трещин:

$$k_t = \frac{a_{tot} + a_e}{a_e}, \qquad (5)$$

где a_e - перемещение от кручения элемента без трещин, которое определяется по формуле:

$$a_e = R \cdot \varphi_e; \qquad (6)$$

R – радиус поворота до точки определения перемещения (практически – это половина высоты полного сечения балки); φ_e - угол поворота упругого (без трещин) элемента длиной l_{crc}, равной расстоянию между трещинами, определяемый по известной формуле сопротивления материалов:

$$\varphi_e = \frac{M_t \cdot l_{crc}}{GJ_t}, \tag{7}$$

где GJ_t - крутильная жесткость элемента без трещин.

Величина k_t представляет собой отношение крутильной жесткости элемента без трещин к жесткости элемента с трещинами, т.е. во сколько раз жесткость элемента с нормальными трещинами меньше первоначальной его жесткости. Как видно из вышеприведенных формул она зависит от расстояния между трещинами, диаметра арматуры и глубины трещины (т.к. от последней зависят величины Δ_{Mt} и Δ_{Qed}).

Преимуществом описанного подхода является его общность для вычисления жесткости элементов с нормальными трещинами при любой форме поперечного сечения (прямоугольное, тавровое, коробчатое и т.д.), т.к. исходными данными для расчета являются величины Δ_{Mt} и Δ_{Qed} , определяемые из расчета по МКЭ. При этом величины Δ_{Mt} и Δ_{Qed} , определенные один раз для конкретного сечения и высоты сжатой зоны, позволят определить жесткость элемента с разными диаметрами арматуры.

Рассмотрим пример изменения крутильной жесткости элемента прямоугольного сечения в зависимости от высоты зоны без трещин (высоты сжатой зоны для балочного элемента) и диаметра продольной арматуры. В таблице ниже приведены значения k_t для разных вариантов элемента прямоугольного сечения при следующих исходных данных: E_b =25000 МПа; b =125 мм; h =250 мм; M_t =10 кН*см; L_{crc} =500 мм.

L_{crc} (мм)	X (мм)	d_s(мм)	Δ_{Mt} (мм*100)	Δ_{Qed} (мм*10000)	k_t
500	25	0.8	2.766	7.178	1.63
500	25	1.2	2.766	7.178	1.44
500	25	1.8	2.766	7.178	1.3
500	50	0.8	1.512	4.027	1.56
500	50	1.2	1.512	4.027	1.4
500	50	1.8	1.512	4.027	1.28
500	75	0.8	0.926	2.580	1.48
500	75	1.2	0.926	2.580	1.36
500	75	1.8	0.926	2.580	1.25
250	25	0.8	2.766	7.178	2.27
250	25	1.2	2.766	7.178	1.88
250	25	1.8	2.766	7.178	1.6

Как видно из таблицы крутильная жесткость элемента с нормальными трещинами может быть значительно меньшей жесткости элемента без трещин и она зависит как от расстояния между трещинами, высоты зоны без трещин, так и от диаметра продольной арматуры.

Задачу об определении крутильной жесткости элементов с нормальными трещинами удобно решать с использованием аппроксимационных методов. Пусть, например, нужно определить крутильную жесткость элемента симметричного коробчатого сечения (рис. 2) с нормальными трещинами. Пусть также высота зоны без трещин совпадает с толщиной полки (как правило коробчатые и тавровые сечения проектируются именно таким образом). Величины Δ_{Mt} и Δ_{Qed} будут функциями (для данной конкретной длины блока) четырех размеров (рис. 2):

$$\Delta_{Mt} = f_1(b,h,t,d); \quad \Delta_{Qed} = f_2(b,h,t,d) \tag{8}$$

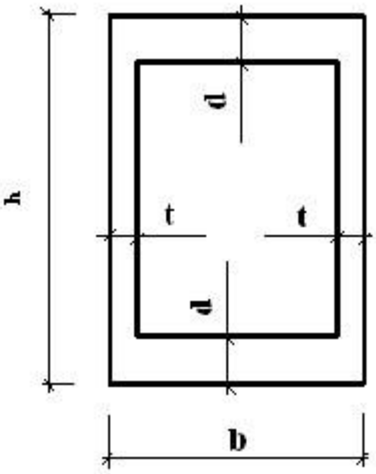

Рис. 2. Схема симметричного коробчатого сечения

Для получения аппроксимационных функций f_1 и f_2 следует провести достаточно большое количество расчетов с применением МКЭ. Создание библиотеки таких аппроксимационных функций позволило бы существенно упростить решение многих сложных задач механики, где количество таких элементов было бы значительно меньшим чем количество конечных элементов при использовании традиционного МКЭ. Так, если варьировать размеры коробчатого сечения в пределах реально используемых: ширина сечения b от 100 до 500 мм с шагом 100 мм; высота сечения h от 200 до 1000 мм с шагом 200; толщина боковых стенок t и толщина горизонтальных полок d от 30 до 70 мм с шагом 10 мм, то количество расчетов, которые требуется провести по МКЭ с использованием объемных конечных элементов составит 625.

На первый взгляд это может показаться сложным, но преимущество такого подхода очевидно, т.к. полученные один раз такие зависимости в дальнейшем могут быть сколько угодно раз использованы проектировщиками и инженерами при решении конкретных задач вышеописанным способом.

После определения нагельной силы в продольной арматуре и жесткости железобетонного элемента с нормальными трещинами при кручении достаточно просто определить прочность бетона сжатой от изгиба зоны (верхней полки на рис. 2) от действия крутящего момента по методике [5, 6].

Кроме того, разрушение элемента может произойти также в результате выкалывания арматуры силой Q (см. рис. 1). Условие прочности в этом случае будет записано в виде:

$$Q \le Q_{sb}, \tag{9}$$

где Q_{sb} - прочность против выкалывания арматуры, которую можно определять по формуле, предложенной А.С. Залесовым и Ю.А.Климовым [9]:

$$Q_{sb} = 2.5 R_{bt} a^I \sqrt[4]{E_s / E_b}\, d_s, \tag{10}$$

В выражении (10) a^I - расстояние от грани элемента до оси арматурного стержня; остальные обозначения общепринятые.

Выводы и перспективы исследований. Предлагаемый способ позволяет решать задачи о кручении железобетонных элементов любого поперечного сечения с помощью аппроксимации функций перемещений в месте расположения трещины, полученных из решения некоторого количества задач с применением метода конечных элементов.

В перспективе предполагается определений функций типа (8) для решения задач о кручении железобетонных элементов различного поперечного сечения и с различными их размерами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Азизов Т.Н. Жесткость железобетонных элементов при кручении и ее влияние на пространственную работу мостов // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій// Збірник наукових праць. НАН України. Фізико-мех.інститут ім.. В.Г. Карпенка. – Львів, 2009. – С. 576-590

2. Азизов Т.Н. НДС железобетонного элемента с нормальными трещинами при кручении //Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 36 – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2009. – С. 10-16.

3. Азизов Т.Н. Определение крутильной жесткости железобетонных элементов с трещинами//Дороги і мости. Збірник наукових праць. Вип. 7.Том 1. - Київ: ДерждорНДІ, 2007. – С. 3-8.

4. Азизов Т.Н. Пространственная работа железобетонных перекрытий. Теория и методы расчета: Дисс. … докт. техн. наук: 05.23.01 / Полтавский национальный технический университет. – Полтава, 2006. – 406 с.

5. Азизов Т.Н., Срібняк Н.Н. Прочность при кручении железобетонных элементов прямоугольного сечения с нормальными трещинами//Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 17., – Рівне: Нац. ун-т водного господарства та природокористування, 2008. – С. 100-104.

6. Азизов Т.Н., Стадник В.И. Крутильная жесткость тавровых железобетонных элементов с нормальными трещинами//Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 33 – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2009. – С. 4-11.

7. Горнов В.Н. Исследование прочности и жёсткости сборных железобетонных перекрытий из лотковых настилов // Материалы и конструкции в современной архитектуре. – М.: Стройиздат, 1950.

8. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчёт несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. – М.: Стройиздат, 1977. – 223 с.

9. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – Киев: Будівельник, 1989. – 105 с.

10. Карабанов Б.В. Нелинейный расчет сборно-монолитных железобетонных перекрытий // Бетон и железобетон. – 2001. - №6. - С. 14-18.

11. Карабанов Б.В. Новые конструктивные решения несущей системы каркасно-панельных зданий и нелинейные методы их расчета: Автореф. дис. … д-ра техн. наук. – М., 1998. – 41с.

12. Карпенко Н.И. общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

13. Лантух-Лященко А.И. Развитие дискретно-континуальных методов расчета комбинированных систем: Автореф. дисс. … докт. техн. Наук: 05.23.17/ КИСИ. – К., 1992. – 30 с.

14. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций / НИИЖБ. –М.: Стройиздат, 1984. – 87 с.

15. Срібняк Н.М. Крутильна жорсткість залізобетонних елементів перекриттів з нормальними тріщинами// Автореф. дис. … канд..техн.наук: 05.23.01. Одеса, 2009. – 23.

16. Улицкий Б.Е., Потапкин А.А, Руденко В.И., Сахарова И.Д., Егорушкин Ю.М. Пространственные расчёты мостов. – М.: Транспорт, 1967. – 404 с.

Summary. In the article the method of determination of turning inflexibility and durability of reinforced-concrete elements of different cross-sectional is described with normal cracks. Influence is rotined on turning inflexibility and durability of reinforced-concrete elements with the normal cracks of diameter of longitudinal armature, heights of the area and distance compressed from a bend between cracks.