

Влияние нормальных трещин на крутильную жесткость железобетонных элементов

Азизов Т.Н. Уманский государственный педагогический университет имени Павла Тычины,
Голодкова Н.Н. Сумский национальный аграрный университет

АННОТАЦИЯ: У статті наведено методику визначення крутильної жорсткості залізобетонних балочних елементів з нормальними тріщинами, зміна якої в результаті утворення тріщин раніше не враховувалася. Показано, що нормальні тріщини можуть впливати на крутильну жорсткість і це повинно враховуватися в просторових розрахунках перекриттів.

АННОТАЦИЯ: В статье приводится методика определения крутильной жесткости железобетонных балочных элементов с нормальными трещинами, изменение которой в результате образования трещин ранее не учитывалось. Показано, что нормальные трещины могут влиять на крутильную жесткость и это должно учитываться в пространственных расчетах перекрытий.

ABSTRACT: In the article the method of determination of turning inflexibility of reinforced concrete beam elements is presented with normal cracks, the change of which as a result of formation of cracks before was not taken into account. It is shown that normal cracks can influence on turning inflexibility and it must be taken into account in the spatial calculations of ceilings.

Анализ публикаций и постановка задачи. Известно, что на пространственную работу плитно-ребристых систем существенное влияние оказывает крутильная жесткость их элементов. В железобетонных плитно-ребристых системах (мостовые сооружения, ребристые монолитные и сборные перекрытия) на изгибную и крутильную жесткости оказывают влияние различные трещины. Существующие методики определения жесткости на кручение [1,2] касаются только железобетонных элементов с пространственными (спиральными) трещинами, хотя экспериментальными исследованиями установлено существенное влияние нормальных трещин на крутильную жесткость железобетонных элементов. Б.В. Карабанов [4,5] сделал вывод о том, что при образовании трещин крутильная жесткость уменьшается быстрее изгибной жесткости на основе экспериментов В.Н. Горнова [6]. Однако теоретически этот факт не обоснован.

Целью настоящей статьи является разработка методики определения крутильных жесткостей железобетонных элементов с нормальными трещинами.

В [3] приведены основы методики определения крутильной жесткости прямоугольных железобетонных элементов с нормальными трещинами. Эта методика основана на определении поперечной силы Q в продольной арматуре (рис. 1) от взаимного поворота блоков, отделенных нормальной трещиной.

На рис. 1 обозначено: Δ - перемещение рассматриваемого блока по оси X относительно смежного; $2a_{crc}$ – ширина раскрытия трещины; X_{sh} – перемещение точки разреза арматурного стержня от сдвига последнего (в общем случае от сдвига и изгиба, но ввиду малой величины a_{crc} в основном преобладают деформации сдвига); X_{ob} – перемещение от обмятия бетона из рассмотрения работы арматуры в бетоне как стержня на упругом основании, роль которого выполняет бетонная оболочка.

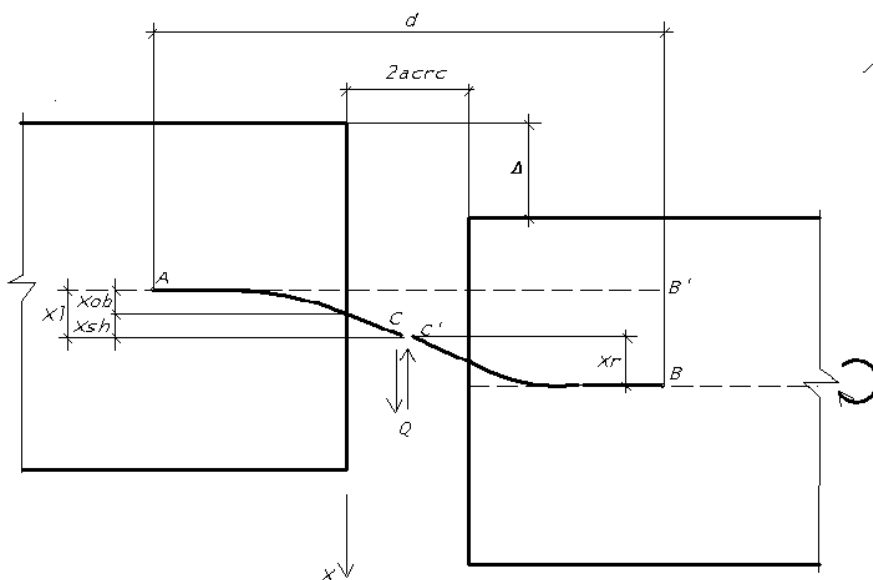


Рис. 1. Схема деформирования арматуры и взаимного поворота блоков

В [3] выведена формула для определения поперечной силы Q :

$$Q = \frac{M_t \cdot X_{mt}^{ed}}{\frac{1}{\beta^3 EI} + \frac{2a_{crc}}{G_s A_s} + X_{Qt}^{ed}}, \quad (1)$$

где M_t - крутящий момент в рассматриваемом сечении; $G_s A_s$, EI - соответственно сдвиговая и изгибная жесткости арматурного стержня;

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4 \cdot EI}};$$

K - погонный коэффициент постели; X_{Qt}^{ed} и X_{mt}^{ed} - перемещения соответственно от единичной силы $Q=1$ (рис. 2, б) и единичного момента $M_t=1$ (рис. 2, а), которые определяются на основе численного анализа по МКЭ.

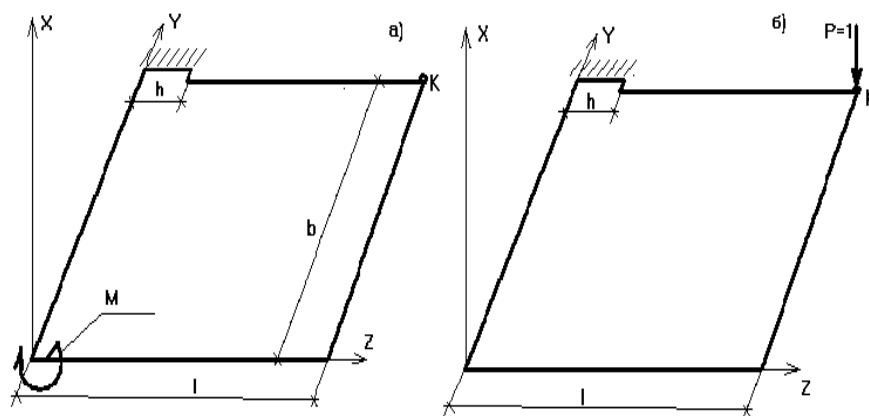


Рис.2. Расчетная схема для определения перемещения от поворота блока

Учитывая относительно небольшое количество вариантов расчета с различными соотношениями h/l и b/l , величины X_{Qt}^{ed} и X_{mt}^{ed} могут быть заданы в табличном виде.

На рис. 3 приведены графики зависимости отношения максимального перемещения f расчетной точки K на рис. 2,а от действия единичного крутящего момента $M_t=1$ к высоте блока h от отношения высоты сжатой зоны X к высоте блока h (зависимость $f/h=f(x/h)$).

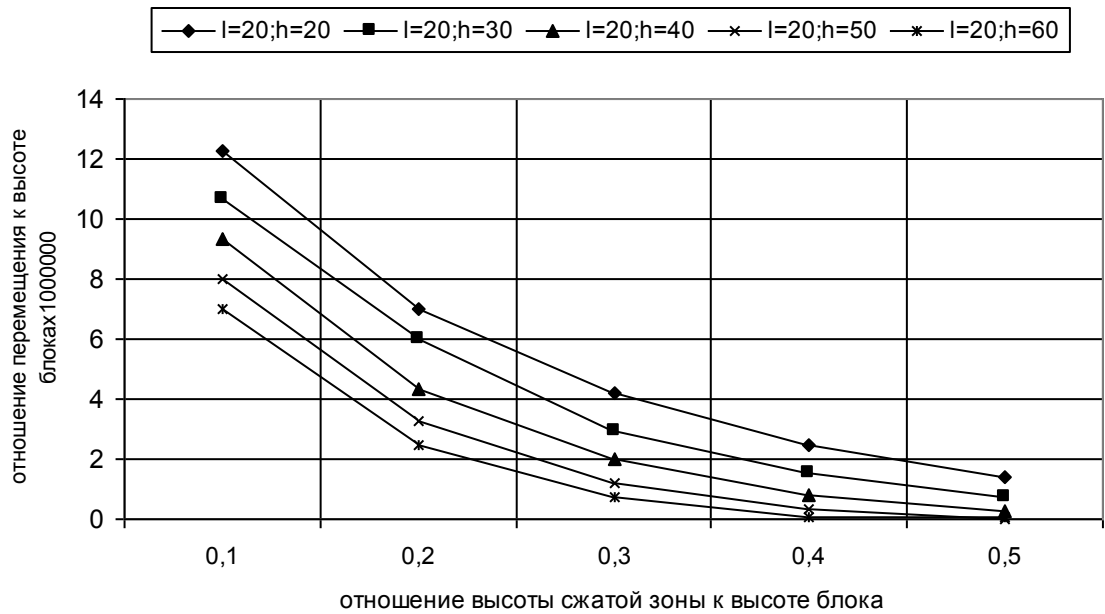


Рис. 3. Зависимость относительного перемещения от отношения высоты сжатой зоны бетона к высоте блока

На рис. 4 приведены графики $f/h=f(x/h)$ для схемы загрузки единичной сосредоточенной силой $P=1$ (см. рис. 2,б). На рис. 3 и 4 приведены значения f/h для блока толщиной 150 мм с модулем упругости $E_b=2000$ кН/см².

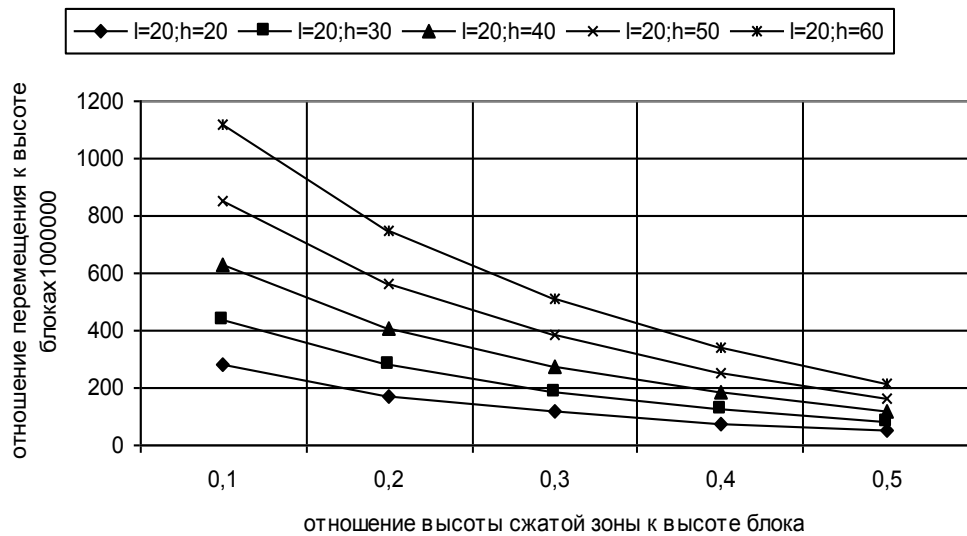


Рис. 4. Зависимость относительного перемещения от отношения высоты сжатой зоны к высоте блока для случая единичной сосредоточенной силы

Аппроксимация зависимостей, полученных на основе расчетов по МКЭ позволяет получить выражения:

Для действия единичного крутящего момента:

$$\frac{f}{h} \cdot 10^6 = 20.1 \cdot e^{-5.39 \frac{x}{h}} - 2.6295 \left(\frac{h}{l} - 1 \right); \quad (2)$$

для действия единичной сосредоточенной силы:

$$\frac{f}{h} 10^6 = \left(652.5 \frac{h}{l} - 235.96 \right) e^{-4.24 \frac{x}{h}}. \quad (3)$$

Вычислив по (2) или (3) величину f/h , можно определить величины:

$$x_{mt}^{ed} = \frac{f}{h} h,$$

где f/h определяется по (2);

$$x_{Qi}^{ed} = \frac{f}{h} h,$$

где f/h определяется по (3).

Определение по вышеприведенной методике крутильной жесткости железобетонного элемента с нормальной трещиной позволяет сделать весьма интересные выводы, которые ставят под сомнение данные Б.В. Карабанова о том, что при образовании трещин крутильная жесткость уменьшается быстрее изгибной жесткости [4,5]. Дело в том, что такие данные основаны на единственной серии экспериментов, проведенной В.Н. Горновым [6] на ребристых плитах. Расчеты по приведенной выше методике показывают, что при определенной высоте сжатой зоны крутильная жесткость может уменьшаться по сравнению с элементом без трещин как быстрее уменьшения изгибной жесткости, так и медленнее. Эти факторы зависят от диаметра арматуры, класса бетона (соответственно от коэффициента постели) и др. Поэтому однозначное утверждение более быстрого уменьшения крутильной жесткости по сравнению с уменьшением изгибной является не обоснованным. Следовательно, методика пространственного расчета Б.В. Карабанова [4,5] не совсем корректна.

В таблице 1 приведены данные по изменению изгибных и крутильных жесткостей железобетонной балки с нормальными трещинами в зависимости от длины блока (между трещинами), высоты сечения, высоты сжатой зоны X и диаметра арматуры d_s . Параметры балки: ширина сечения $b=150$ мм; модули упругости $E_b=2000$ кН/см²; $E_s=20000$ кН/см²; $\Psi_s = 1$.

В графе 5 таблицы величина $K_{izg} = B_{нач} / B$ – отношение начальной изгибной жесткости (в элементе без трещины) к текущей изгибной жесткости с трещиной при высоте сжатой зоны X (графа 4); $K_t = B_{t,нач} / B_t$ – то же для крутильных жесткостей. Из таблицы видно, что при большой величине высоты сжатой зоны крутильная жесткость может упасть меньше чем изгибная.

При пространственных расчетах ребристых железобетонных систем на каждом шаге итерации следует изменять не только изгибную, но и крутильную жесткости элементов с нормальными трещинами.

Таблица 1 показывает, что крутильная жесткость элемента с нормальными трещинами может существенно отличаться от крутильной жесткости элемента без трещины, что на сегодняшний день не учитывается при проведении пространственных расчетов по существующим методикам.

Выводы и перспективы исследований. Крутильная жесткость железобетонных элементов изменяется от образования не только пространственных, но и нормальных трещин, что должно учитываться в пространственных расчетах сборных и монолитных перекрытий.

Перспективой исследований является обобщение предложенной методики на общий случай для железобетонных элементов с несколькими арматурными стержнями, для разных модулей деформации, для различного соотношения высоты сжатой зоны, ширины и высоты

сечения элемента, расстояния между трещинами, а также разработка инженерной методики расчета.

Таблица 1

Жесткости при кручении ж/б элемента с трещинами при различных характеристиках армирования и высоты сжатой зоны

№ п/п	d (см)	h (см)	d_s (см)	x (см)	$K_{изг}$	K_t
1	20	30	1	4	6.45	14.99
2	20	30	1	6	6.23	14.09
3	20	30	1	8	6.23	12.87
4	20	30	1	10	6.32	11.1
5	20	30	1	12	6.49	8.47
6	20	30	1.6	4	3.33	9.74
7	20	30	1.6	6	2.99	9.8
8	20	30	1.6	8	2.87	8.42
9	20	30	1.6	12	2.85	5.67
10	20	40	1.6	4	4.37	7.03
11	20	40	1.6	8	3.69	5.8
12	20	40	1.6	12	3.58	3.71
13	20	40	1.6	14	3.59	2.11
14	20	50	1.6	4	5.41	5.41
15	20	50	1.6	8	4.51	4.38
16	20	50	1.6	12	4.32	2.81
17	30	60	1.6	4	6.44	5.68
18	30	60	1.6	8	5.33	5.2
19	30	60	1.6	12	5.07	4.54
20	30	60	1.6	14	5.03	4.12
21	30	60	2	4	5.05	4.74
22	30	60	2	8	3.89	4.36
23	30	60	2	12	3.58	3.84
24	30	60	2	14	3.51	3.49

ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. – М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.
2. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с
3. Азизов Т.Н. Жесткость железобетонных элементов на кручение с нормальными и наклонными трещинами // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип.63. – Київ: НДІБК, 2005. – С. 31-36.
4. Карабанов Б.В. Нелинейный расчет сборно-монолитных железобетонных перекрытий // Бетон и железобетон. – 2001. - №6. - С. 14-18.
5. 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.
6. Горнов В.Н. Исследование прочности и жёсткости сборных железобетонных перекрытий из лотковых настилов // Материалы и конструкции в современной архитектуре. – М.: Стройиздат, 1950.