УДК 624.012.45

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ И МОСТОВ С УЧЕТОМ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ

Новак А.Н., Лазарь Д.М., *студенты гр.ЗПГС-602м. Научный руководитель* – **Азизов Т.Н.**, *д.т.н., проф.*

В статье описывается методика пространственного расчета пролетных строений железобетонных мостов и перекрытий с учетом различных факторов, влияющих на НДС системы. Показано влияние нормальных трещин на крутильную жесткость железобетонных элементов.

Пространственная работа пролетных строений мостов достаточно схожа с работой монолитных и сборных ребристых перекрытий, поэтому их следует рассматривать в одном контексте. Большое количество экспериментальных исследований пространственной работы мостов проведено Б.Е. Улицким [23], И.А. Трифоновым [21,22].

Метод расчета, в котором реальная ребристая система за счет «размазывания» жесткостей по площади заменяется конструктивно ортотропной плитой, называется технической теорией полубезмоментных плит. Основоположниками этого метода были В.Н. Горнов [8] и В.Г. Донченко [9,11]. Развитие этого метода осуществил А.С. Семченков [19].

Впервые метод сил для расчета сборного перекрытия разработал В.Н. Байков [3]. Наиболее полный учет неизвестных усилий предложен в методе сил Б.Е. Улицким [23]. Он основан на рассечении ребристой системы на отдельные тавровые балки. Вдоль линий рассечения действуют в общем случае четыре неизвестные функции: касательные $t_i(x)$, вертикальные $v_i(x)$, силы распора $n_i(x)$ и поперечные изгибающие моменты $m_i(x)$ (здесь i – номер сечения). Для определения этих функциональных неизвестных составляются условия совместности деформаций вдоль линий рассечения. Неизвестные функции аппроксимируются тригонометрическими рядами.

Приближенные методы имеют недостаток, заключающийся в невозможности учета таких факторов как продольный изгиб, отпор упругого основания и др., требующих рассмотрения на дифференциальном уровне.

Такого недостатка лишен метод П.Ф. Дроздова [10], который впервые получил точное решение задачи дискретно-континуальной модели в частном случае (в случае сборного пустотного настила), что позволяет в некоторых случаях получить решение в замкнутой форме. Неизвестные вертикальные реакции определяются из решения системы дифференциальных уравнений второго порядка.

Основным недостатком МКЭ (вернее, недостатком существующих программных комплексов, в которых реализован МКЭ) является фактор большой сложности учета пространственных и наклонных трещин при расчете железобетонных конструкций, в том числе и пролетных строений.

Существенным прогрессом в методах расчета мостовых конструкций является дискретно-континуальный метод, основы которого положены В.З. Власовым и Л.В. Канторовичем [6], разработан и приспособлен как вариант МКЭ А.И. Лантухом-Лященко [13,14]. Суть метода состоит в выделении полосы из ребристой системы и рассмотрении краевой задачи по линии этой полосы. В результате получается система дифференциальных уравнений, решение которой ищется с помощью функций Грина. Метод позволяет решать задачи с меньшим, чем в классической форме МКЭ, количеством неизвестных. Однако, по утверждению А.И. Лантуха-Лященко, при учете всех внутренних неизвестных классическая форма МКЭ становится более приемлемой.

Краткий анализ исследований позволяет сделать вывод о том, что расчеты сборных и монолитных ребристых систем с учетом пространственной работы в основном являются аппроксимационными, основанными на рассечении на отдельные балки и составлении условий совместности деформаций смежных элементов. Неизвестные внутренние усилия представляются в основном в виде рядов. Решения с использованием дифференциальных уравнений существуют для относительно узкого круга задач – частных случаев перекрытий и пролетных строений. Отсутствует единый подход к пространственному расчету различных железобетонных мостовых сооружений и перекрытий. Практически отсутствуют методики определения жесткостных параметров элементов железобетонных ребристых систем, в полках и ребрах которых имеются нормальные и наклонные трещины. Как правило, учитывается раздельное изменение жесткостей полок и ребер. При расчетах сборных и монолитных систем не учитываются или учитываются частично такие факторы, как сдвиг монолитного шва, влияние продольных сил в отдельных элементах, наличие отверстий, переменность жесткостей ребер и плит и другие факторы, влияющие на пространственную работу пролетных строений и перекрытий.

Изложение основного материала. В [2] выведена система дифференциальных уравнений в общем развернутом виде для определения неизвестных, действующих по линиям рассечения ребристой системы на отдельные тавровые или двутавровые балочные конечные элементы. Число неизвестных функций в каждой плоскости рассечения в общем случае может быть равно четырем (для тавровых сечений) или восьми (для двутавровых сечений). Частные случаи системы (сборные пустотные, сборные ребристые, монолитные сплошные и ребристые) получаются путем соответственного исключения неизвестных функций из общей системы. Общая система предполагает постоянные (хотя и разные) жесткости ребер и полок по длине балочного конечного элемента.

Если в ребрах и полках образуются трещины, то система дифференциальных уравнений будет иметь переменные коэффициенты. Этого можно избежать при использовании способа фиктивных усилий, предложенного автором. При этом как жесткости ребер на кручение, так и цилиндрические жесткости полок считаются постоянными по длине ребер (пролету перекрытия).

Алгоритм итерационного расчета с использованием общей системы дифференциальных уравнений имеет вид [1]:

- на нулевой итерации из решения общей системы уравнений при отсутствии фиктивных сил по линиям рассечения определяется внутренние неизвестные функции усилий (например, при рассмотрении сборного варианта – функции вертикальных усилий $S(x)$, где x – координата вдоль пролета ребра);

- пролет плиты (ребра) предварительно разбивается на определенное количество участков длиной Δl (вполне достаточно 10 участков). На каждом i-том участке определяется суммарная вертикальная сила Q_i от действия усилий $S(x)$ на длине Δl. От действия сил Q_i по методике СНиП (или любой известной методике определения перемещений элемента с трещинами) определяются перемещения конца консоли (полки таврового балочного конечного элемента) с учетом образования трещин Δ_{mp}. Следует отметить, что можно не делить пролет ребра на определенное количество участков, а рассматривать участки единичной длины, т.е. непосредственно эпюру $S(x)$;

- если перемещения с учетом трещинообразования Δ_{mp} больше перемещений в предположении упругой работы Δ_y, то на этом участке прикладываются фиктивные силы $S_f(x)$, величина которых равна нагрузке, от которой конец упругой (с начальной жесткостью) консоли полки перемещается на величину, равную разнице $\Delta_{тр}$-Δ_y. При этом могут быть участки как без фиктивных сил, так и с наличием таковых. Другими словами эпюра $S_f(x)$ является неравномерной и может быть в том числе скачкообразной;

- вновь решается основная система дифференциальных уравнений, теперь уже при наличии в правой части функций фиктивных усилий $S_f(x)$. Определяются $S(x)$ и процесс повторяется до тех пор, пока величины $S(x)$ на последней итерации не будут отличаться от $S(x)$ на предыдущей итерации на заведомо заданную величину погрешности.

Следует отметить, что фиктивные силы участвуют лишь в выражениях изгиба полок, так как они призваны добавить перемещения полок от уменьшения их жесткости в результате трещинообразования.

Если трещины образуются в ребрах, то в результате их образования и изменения крутильной жесткости ребра мы можем получить на рассматриваемой итерации перемещения от действия сил $S(x)$, а затем приложить фиктивные силы, которые бы создали перемещения конца консоли полки, равные перемещениям от кручения ребра с трещинами. Таким образом всегда решается система дифференциальных уравнений с постоянными коэффициентами, что, как известно, существенно упрощает ее решение, хотя при этом учитываются переменные жесткости ребер и полок отсеченных тавровых элементов.

Преимущество метода фиктивных нагрузок в сочетании с общей системой дифференциальных уравнений заключается в том, что жесткости на кручение ребер и полок ребристой системы могут приниматься с реальным изменением их значений. В таком случае можно отказаться от использования метода эквивалентных жесткостей, который может привести к существенным погрешностям при резком изменении жесткостей.

Известно, что важным отличием железобетонных элементов является образование нормальных трещин. В рассмотренных выше исследованиях и работах показано, что образование нормальных трещин в железобетонных элементах приводит к изменению их крутильной жесткости, которая в свою очередь существенно влияет на величину изгибающих и крутящих моментов в системах, деформируемых пространственно. Поэтому при инженерных расчетах одной из задач является определение крутильной жесткости элементов.

Т.Н. Азизов в своей работе [1] впервые предложил методику определения крутильной жесткости железобетонных элементов с нормальными трещинами. Объектом исследования был железобетонный элемент с нормальной трещиной прямоугольного сечения к которому приложен внешний момент Mt. (рис. 1.). Поставленная задача решалась путем условного рассечения продольной арматуры в месте возникновения нормальной трещины. При этом крутящий момент от блока к блоку передавался через сжатую от изгиба зону

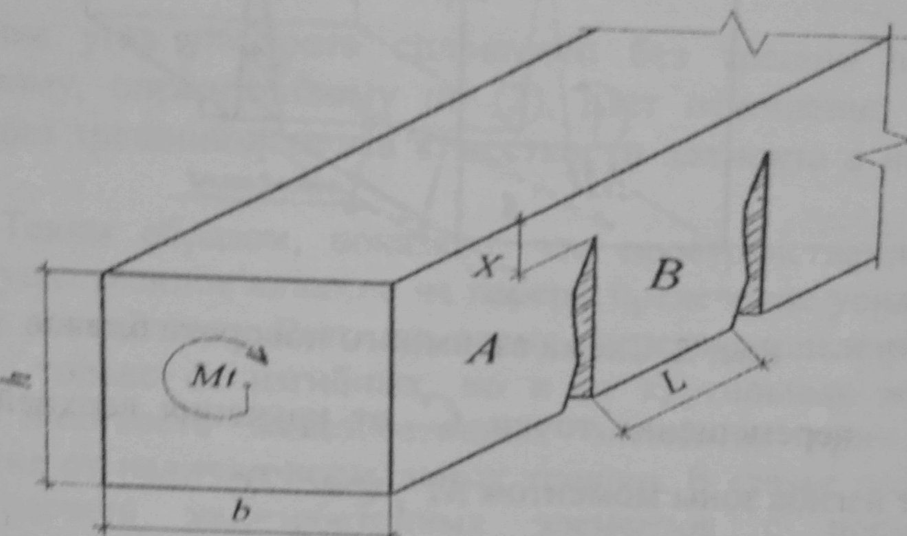

Рис. 1. Схема железобетонного элемента с нормальными трещинами, загруженного крутящим моментом.

Показано, что для определения крутильной жесткости железобетонного элемента сначала определяется нагельная сила Q (сопротивление арматуры взаимному повороту двух смежных блоков, отделенных нормальной трещиной), которая определяется из условия равенства горизонтальных перемещений точек C и C^{I} в месте условного рассечения арматуры. В рассматриваемом сечении с трещиной арматура условно рассекается и рассматривается перемещение одного блока относительно другого (рис. 2).

Нагельную силу Q предлагается определять по следующей формуле:

$$Q=\frac{\Delta_{ver}^{Mt}-\Delta_{T,S}^{Mt}}{\Delta_{ver,ed}^{Q}+\Delta_{cel,ed}^{Q}-\Delta_{TS,ed}^{Q}+\Delta_{ob,ed}+\Delta_{sh,ed}} \qquad (1)$$

где обозначено:

$\Delta_{ob,ed}$; $\Delta_{sh,ed}$ – перемещения от смятия бетона и сдвига арматуры вследствие действия единичной нагельной силы $\overline{Q}=1$, определяется как перемещение стержня от его смятия в упругое основание;

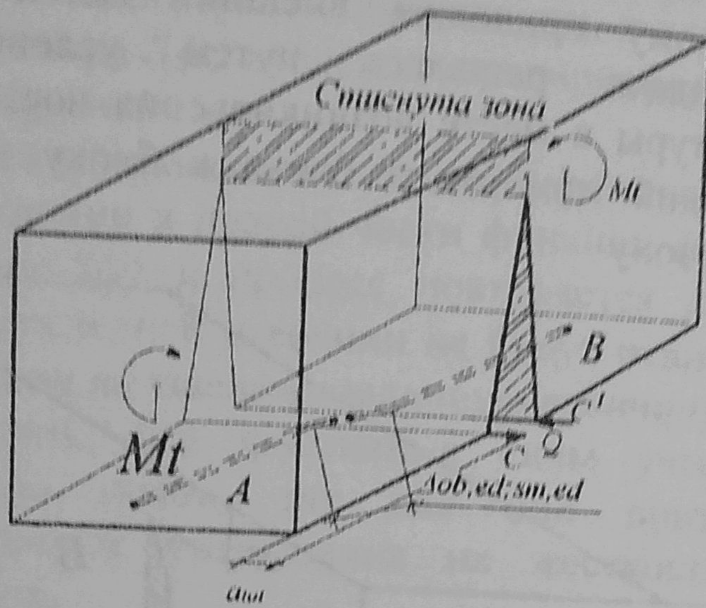

Рис. 2. Схема взаимного поворота блоков

Δ_{ver}^{Mt} – перемещение точки C от кручения верхней части, т.е. сжатой от изгиба зоны моментом M_t (рис. 2);

$\Delta_{T,S}^{Mt}$ – перемещение точки C^I, т.е. нижней части, от действия внутренних усилий $QS_i(x)$ и $T_i(x)$, возникающих в плоскости, проходящей на уровне низа сжатой зоны, от кручения внешним моментом M_t;

$\Delta_{ver,ed}^{Q}$ – перемещение точки C от кручения верхней части (см. рис. 1.2) крутящим моментом, созданным единичной силой в арматуре $\overline{Q}=1$;

$\Delta_{TS,ed}^{Q}$ – перемещение точки C^I, т.е. нижней части от действия внутренних усилий $S_i(x)$ и $T_i(x)$, возникающих в плоскости, проходящей на уровне низа сжатой зоны бетона, от кручения единичной силой $\overline{Q}=1$;

$\Delta_{cel,ed}^{Q}$ – перемещение точки C^I от кручения блока с полной высотой сечения от действия единичной силы $\overline{Q}=1$.

После определения неизвестной силы Q можно найти полное перемещение в трещине a_{tot}.

Для определения крутильной жесткости элемента с трещиной предлагается определить угол поворота условно сплошного (без трещин) элемента

$$\varphi_{ekv} = \frac{a_{tot}}{h/2} \qquad (2)$$

Отношение угла поворота сплошного без трещин элемента к эквивалентному, определенному по (2), дает отношение жесткости сплошного без трещин элемента к жесткости элемента с нормальной трещиной.

Вывод. Таким образом, показано, что пространственная работа оказывает существенное влияние на перераспределение усилий между отдельными элементами. В то же время, перераспределение усилий зависит не только от изгибных, но и от крутильных жесткостей элементов. Жесткость железобетонных элементов при кручении зависит также от наличия нормальных трещин. В статье рассмотрена методика расчета железобетонных элементов с нормальными трещинами при кручении, основанная на методике Т.Н. Азизова

1. 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.
2. Азизов Т.Н. Теория пространственной работы перекрытий. – Киев: Науковий світ, 2001. – 276 с.
3. Байков В.Н. Расчёт сборного панельного перекрытия на местную продольную линейно-сосредоточенную нагрузку // Проектирование железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1966. – 380 с.
4. Байков В.Н., Белов А.И., Фролов А.К. Эффект крутящих моментов и распоров в железобетонных плитах, опертых по контуру // Строительная механика и расчет сооружений. – 1992. - № 3. – С. 41-48.
5. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.
6. Власов В.З. Тонкостенные пространственные системы. – М.: Госстройиздат, 1958. – 502 с.
7. Гибшман М.Е. Проектирование транспортных сооружений. – М.: Транспорт, 1980. – 391 с.
8. Горнов В.Н. Исследование прочности и жёсткости сборных железобетонных перекрытий из лотковых настилов // Материалы и конструкции в современной архитектуре. – М.: Стройиздат, 1950.
9. Войченко В.Г. Пространственный расчёт балочных автодорожных мостов.

– М.: Дориздат, 1953.
10. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчёт несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. – М.: Стройиздат, 1977. – 223 с.
11. Железобетонные конструкции: Спец. курс. Учеб. пособие для вузов / В.Н. Байков, П.Ф.Дроздов, И.А.Трифонов и др.; Под ред. В.Н. Байкова. – М.: Стройиздат, 1981. – 767 с.
12. Кваша В.Г., Собко Ю.М., Стечишин С.М. Експериментальне дослідження просторового розподілу зусиль в прольотній будові моста по ТП. Вип 56 // Проблеми теорії і практики будівництва. Том V. – Львів: ДУ Львівська політехніка, 1997. – С. 17-23.
13. Лантух-Лященко А.И. Дискретно-континуальный метод сил в расчетах транспортных сооружений. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1991. - № 1 – С. 28-33.
14. Лантух-Лященко А.И. Развитие дискретно-континуальных методов расчета комбинированных систем: Автореф. дисс. … докт. техн. Наук: 05.23.17/ КИСИ. – К., 1992. – 30 с.
15. Лифшиц Я.Д., Онищенко М.М., Шкуратовкий А.А. Примеры расчёта железобетонных мостов. – К.: Вища школа, 1986. – 263 с.
16. Назаренко Б.П. Железобетонные мосты. Учебник для студентов автодорожных вузов. М.: Высш. школа, 1970. – 432 с.
17. Пастернак П.Л.Исследование пространственной работы монолитных железобетонных конструкций // Сб. тр. МИСИ. – М., 1940. – Вып. 4.
18. Поливанов Н.И. Железобетонные мосты на автомобильных дорогах. – М.: Автотрансиздат, 1956.
19. Семченков А.С. Пространственно–деформирующиеся железобетонные диски перекрытий многоэтажных зданий. Эксперементальные исследования, практические методы расчета и проектирование: Дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. – М., 1991. – 703 с.
20. Строительная механика. Тонкостенные пространственные системы / Александров А.И. и др. – М.: Стройиздат, 1983. – 488 с.
21. Трифонов И. А. Исследование пространственно-деформируемых железобетонных плитно-балочных и коробчатых систем: Дисс. ... докт. техн. наук. – М., 1970.
22. Трифонов И.А, Складнев Н.Н. Практический метод расчёта распределения рядовой сосредоточенной нагрузки в пролётных строениях балочных мостов // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1968. – №10. – С. 29-32.
23. Улицкий Б.Е., Потапкин А.А, Руденко В.И., Сахарова И.Д., Егорушкин Ю.М. Пространственные расчёты мостов. – М.: Транспорт, 1967. – 404 с.
24. Уткин В.А Об одном способе пространственного расчёта балочных пролётных строений // Сб. тр.: Сибирского автомобильно-дорожного института. – Омск, 1971. – Вып. 4. – С. 59-75.
25. Homberg H. Ьber die Lastverteilung durch Schubkrafte, Theorie des Plattenkreuzwerks. “Stahlbau”, 21, H. 3, s. 42-43, H. 4, s. 64-67, H. 5, s. 77-81, 1952.