

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛИТЫ ДОРОЖНОГО ПОКРЫТИЯ В УСЛОВИЯХ СЛОЖНОГО НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ

С. Д. СЕМЕНЮК, Н. В. БЕЛЫЙ
Белорусско-Российский университет

Проблема повышения долговечности железобетонных конструкций при их проектировании имеет перво-степенное значение. При эксплуатации дорожные плиты работают в условиях сложного напряженно-деформированного состояния. В общем случае они работают на поперечный изгиб с кручением, в частности — на поперечный изгиб. Рассматривается влияние каждого из этих воздействий на несущую способность железобетонных плит дорожного покрытия.

1 *Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента.* При расчете прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, рассматривается бетон с прочностными и деформативными характеристиками, зависящими от предельной сжимаемости, напряженно-деформированного состояния, геометрии и компоновки сечения.

Определение предельных усилий в нормальных сечениях основывается на следующих допущениях:

- связь между напряжениями и деформациями бетона, а также между напряжениями и деформациями арматуры принимают в виде билинейной зависимости;
- для средних деформаций бетона конструкции и арматуры считается справедливым линейный закон распределения по высоте сечений;
- в качестве расчетного принимают сечение со средней высотой сжатой зоны “ x ”, соответствующей средним деформациям;
- сопротивление расчетного сечения будет исчерпано, если деформации крайних сжатых волокон бетона для растянутой арматуры достигают предельных значений.

Проверку прочности нормальных сечений производят из условия равновесия сил, принятой относительно центра тяжести растянутой арматуры.

2 *Расчет прочности пространственных сечений.* При действии на железобетонную плиту дорожного покрытия крутящего и изгибающего моментов разрушение происходит по пространственному сечению, образованному спиральной трещиной и замыкающей ее сжатой зоной, расположенной под углом α к горизонтальной оси элемента. Положение сжатой зоны в пространстве определяется проекцией отрезка нейтральной оси на продольную ось элемента. По нормали к косому сечению действуют проекции внешних расчетных моментов. Условие прочности в расчетном предельном состоянии выводится из соотношения моментов внешних и внутренних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны. При этом, учитывая упругопластическую работу бетона, эпюру напряжений в сжатой зоне принимаем в виде прямоугольной трапеции.

Основываясь на вышеизложенном, разработан алгоритм расчета железобетонных плит дорожного покрытия для каждого из перечисленных случаев деформационных воздействий. Предложенный способ был применен для расчета конкретных плит покрытий постоянных и временных дорог. Примеры расчета фиксируют прочность нормальных сечений плит по двум ортогональным осям, а также прочность пространственных сечений при совместном действии на конструкцию изгибающего и крутящего моментов. В результате проведенных расчетов было выявлено, что несущая способность плит при совместном действии крутящего и изгибающего момента является наименьшей. При эксплуатации дорог избежать совместное воздействие крутящего и изгибающего моментов невозможно, так как передача нагрузки на плиту от колес автомобиля всегда будет вне оси симметрии конструкции, а также не исключена вероятность образования выбоин, воронок и других дефектов под основанием плиты. Поэтому, данный вид загрузки необходимо учитывать при проектировании конструкций.

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ БАЛОК С ВНЕШНИМ ЛИСТОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ

С. Д. СЕМЕНЮК, В. Н. МЕДВЕДЕВ
Белорусско-Российский университет

В настоящее время работа железобетонных элементов с внешним листовым армированием, является малоизученной и требует теоретических и экспериментальных исследований, направленных на изучение ее несущей способности. При проектировании таких конструкций расчет производится по допускаемым напряже-

ниям. Данный метод не отражает реальной работы конструкции и не позволяет проектировать конструкции с максимальным экономическим эффектом. Авторами данной работы был проведен анализ НДС балок с внешним листовым армированием на основании изучения конечно-элементной модели. Были поставлены следующие цели: определение характера предельного состояния и способности конструкции, выявление характера распределения усилий.

Математическая модель балок с внешним листовым армированием должна быть гибкой, учитывающей максимальное число параметров, и в то же время адекватной. Этим требованиям удовлетворяют математические модели с распределенными параметрами, методы, реализации которых формализованы и дают хорошие результаты при расчете сложных моделей. Одним из методов с распределенными параметрами является метод конечных элементов, который и был использован в качестве инструмента для расчета НДС конструкций с внешним листовым армированием.

Формирование математической модели при использовании метода конечных элементов производится в несколько этапов:

- создание геометрической модели балок;
- создание конечно-элементной модели;
- задание граничных условий;
- реализация математической модели;
- анализ полученных результатов.

Геометрическая модель является базой для анализа и определяет степень детализации объекта исследования. Тип и особенности геометрической модели определяются целью и задачами расчета. В нашем случае балки с внешним листовым армированием рассматривается в трехмерной постановке и включает в себя опорный лист с приваренными анкерами четырех типов и бетонную составляющую.

Для моделирования материалов балочных конструкций в программном комплексе ANSYS используются следующие конечные элементы: solid 64 – трехмерный кубический элемент, имеет 10 узлов и поддерживает физически нелинейные свойства бетона при сложных видах деформирования; Link 8-балочный элемент, имеющий два узла с двумя степенями свободы, упрощенно позволяет моделировать стержневую арматуру; Solid 45 – трехмерный кубический элемент, имеет 10 узлов, поддерживает нелинейное поведение стали, позволяет моделировать внешнюю арматуру.

При проведении численного эксперимента были построены модели балок четырех серий образцов с листовым армированием, размеры балок: $0,1 \times 0,15 \times 1,40$ ($b \times h \times L$). В качестве листовой арматуры использовались стальные полосы размерами $0,1 \times 0,002 \times 1,40$ м. Балки имели шарнирное закрепление на опорах, усилия приложены на расстоянии $1/3$ от опор, нагружение производилось ступенями по $0,5$ кН.

Как и предполагалось, разрушение произошло во всех образцах по нормальному сечению, за исключением плиты Б-1 и Б-1*, которые разрушились по наклонному сечению внезапно и хрупко, в отличие от остальных, разрушение которых было спокойным. Разрушению предшествовало значительное раскрытие наклонных трещин. Причиной разрушения явился срез бетона сжатой зоны над наклонной трещиной. Момент начала прогрессирующего разрушения в образцах Б-1 и Б-1* происходил при нагрузках $32,5$ и $35,4$ кН соответственно.

Наблюдения за характером развития трещин позволили заключить, что первоначально трещины возникали в теле балки вблизи продольной оси и затем постепенно распространялись в обе стороны к боковым граням, где и обнаруживались визуально.

Минимальную несущую способность имели образцы серии Б-2, Б-4 у которых анкеровка листовой арматуры осуществлялась по средством приваренных стальных пластин и уголков. Наибольшую несущую способность показали образцы Б-1* и Б-3. их несущая способность выше, чем у образца Б-2, на $7,6$ и $6,46$ % соответственно.

Наибольшие прогибы всех образцов в серединах пролетов непосредственно перед разрушением. Наименее жесткими оказались плиты серии Б-1, где связь листовой арматуры с бетоном в пролете осуществлялась за счет анкеровки приваренных стальных стержней. Эти образцы при наименьших нагрузках получили наибольшие прогибы. Так, наибольший относительный прогиб плиты Б-1 составил $1/1623$ пролета. Несколько большую жесткость обнаружили образцы серий Б-3, Б-2. Самыми жесткими среди образцов с листовой арматурой оказались плиты серии П-4 с петлевыми анкерами.

Момент образования трещин определялся методом секущих модулей прогибов, где по оси ординат откладывалось отношение момента к прогибу, по оси абсцисс – значение моментов. Далее жесткость плит заметно уменьшалась. Точка перелома соответствовала нагрузке, при которой происходило резкое увеличение сдвига листовой арматуры относительно бетона. При дальнейшем увеличении нагрузки плиты еще не теряли несущую способность, но прогибы нарастали значительно интенсивнее. Разрушение наступало через $1-2$ ступени нагружения.

Характер разрушения балок с внешним листовым армированием при достаточной интенсивности объединения армирующего листа с бетоном не отличается от характера разрушения обычных железобетонных балок.