

После принятия проекта СНБ программы БЭТА и RADUGA могут быть использованы проектными и научно-исследовательскими организациями для решения широкого круга задач. Программы предоставляют возможность проектировщику выбор расчета на основе следующих моделей: линейно-упругой, физически нелинейной, геометрически нелинейной или их комбинации. Интерфейс программ построен на принципах, делающих его простым и эффективным в использовании.

ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона.-М.:Стройиздат, 1996.-С.5.
2. Дыховичный А.А. Статически неопределимые железобетонные конструкции.- Киев: Будівельник, 1978.- 104с.
3. Леонгардт Ф. Предварительно напряженный железобетон/ Пер. с нем. В.Н. Гаранина.- М.:Стройиздат, 1983.-С.169-172.- Перевод изд.:Spannbeton/ F. Leonhardt.- Springer- Verlag.-1980.
4. Бондаренко В.М.; Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона.- М.: Стройиздат, 1982.-287 с.
5. Ильин О.Ф., Гвоздев А.А., Семенов П.П. Сопротивление кратковременному действию нагрузки железобетонных элементов произвольной формы из разных бетонов и классов арматуры при простом и косом изгибе и внецентренном сжатии// Исследование железобетонных конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях. Сб. научн. тр. Под ред. С.М. Крылова и И.К. Белоброва.- М., НИИЖБ Госстроя СССР, 1984.-С.3-16.
6. Гуца Ю.П., Лемыш Л.Л. Расчет деформаций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружениях// Бетон и железобетон.-1985.-№1.
7. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций.-М.:НИИЖБ,1987.
8. Байков В.Н., Додонов М.И., Расторгуев Б.С. и др. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям. - Бетон и железобетон.-1987.-№5.-С.16-18.
9. СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции: Нормы проектирования". - М.: ЦИТП, Стройиздат, 1989-80с.
10. Ярин Л.И. К решению физически нелинейных задач для железобетонных пластин с учетом трещин. В сб. трудов. Совершенствование методов расчета статически неопределимых конструкций железобетонных конструкций.- М.: НИИЖБ, 1987.- С. 56-65.

УДК 624.012.45

Лешкевич О.Н., Соловьев Д.С.

К ВОПРОСУ О РАСЧЕТЕ СТЕРЖНЕВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Разбиение области на конечные элементы – важный этап в расчете конструкции по методу конечных элементов, от которого во многом зависит точность получаемых результатов. Разбиение производят в несколько этапов, сначала область разбивают на достаточно крупные подобласти (подконструкции), границы между ко-

торыми проходят там, где изменяются свойства материала, геометрия, приложенная нагрузка и пр. Затем каждая подобласть разбивается на конечные элементы.

В общем случае, железобетонный элемент работающий на косое внецентренное сжатие может иметь различную жесткость сечений по длине. Изгибная жесткость может существенно изменяться в зависимости от изменений напряженного состояния сечения, т.е. зависит от высоты сжатой зоны, напряжения в бетоне и арматуре, наличия нормальных трещин и т.д. Для формирования матрицы жесткости системы необходимо использовать некие единые жесткостные характеристики элемента, однако, действительные характеристики элемента различны на разных участках. Решением этой проблемы является разбиение элемента по длине с определенным шагом на элементарные стержневые элементы, в пределах которых жесткость изменяется монотонно по известному закону. В таком случае, для формирования матрицы жесткости всей системы будут использованы усредненные по длине жесткостные характеристики элементарных железобетонных элементов.

Касательные напряжения по поверхности арматуры приводят к изменению нормальных (осевых) напряжений арматуры элемента на участках между трещинами. За счет сил сцепления происходит постепенная передача усилий с арматуры на бетон и вовлечение такого бетона в работу конструкции. В железобетонных элементах с трещинами пластические деформации арматуры на участках между трещинами распределяются неравномерно – в трещине они достигают максимума, а с удалением от трещины затухают или вообще равняются нулю [1]. Использование классических методов строительной механики для разбиения железобетонного стержня на конечные элементы не корректно, т.к. не учитываются особенности деформирования железобетона с трещинами. Разбиение по длине стержня должно осуществляться с учетом предполагаемого характера образования трещин. Поскольку деформационный метод расчета железобетонных сечений использует гипотезу плоских сечений, жесткость фрагмента сечения может быть определена достаточно точно только для некоторого "размытого" участка элемента, включающего в себя трещины и блоки между трещинами.

По методикам, как СНиП 2.03.01-84*, так и проекта СНБ 5.03.01, напряжения в растянутой арматуре на участке между трещинами определяются на основании деформаций растянутого бетона с учетом неравномерности распределения деформаций арматуры по длине участка. Тем самым нормами проектирования принято, что жесткость блока между трещинами есть функция непрерывная и, следовательно, можно найти ее некое усредненное значение по длине участка.

Предлагается разбивать железобетонные стержни переменной жесткости по длине на конечные элементы постоянной жесткости или с жесткостью изменяющейся по длине элемента по известному закону. Таковыми могут быть участки конструкции, расположенные между нормальными трещинами. Предполагается, что расстояние между трещинами и ширина их раскрытия непосредственно связано с шагом поперечных стержней сварных каркасов и сеток. Данное предположение основано на анализе напряженно-деформированного состояния сварного узла соединения продольной и поперечной арматуры в растянутой зоне изгибаемого элемента и подтверждается работами ряда зарубежных авторов.

В работах Nawy E. G. [6, 7] указывается, что при испытании железобетонных плит, армированных сварными проволочными сетками, трещины образовывались вдоль поперечных стержней. Шаг трещин и ширина их раскрытия имели функциональную зависимость от расстояния между поперечными стержнями сварной проволочной сетки. Автор предложил пределы применения данной зависимости, исходя из имеющихся данных – шаг стержней 100-150 мм.

Теория Тепферса, рассматриваемая в статьях Esfahani M. Reza и Rangan B. Vijaya [4, 5], описывает трещинообразование вблизи арматурного стержня. Краткая суть теории - толстый слой не расколотого бетона лишает свободы распространения трещины и сопротивляется разрушающему напряжению, исходящему в радиальном направлении от стержня под углом « α ». В статье используется отношение C/d и указывается, что данное соотношение оказывает прямое влияние на величину усилия в арматурном стержне, при котором происходит образование трещин раскалывания, C - наименьшее расстояние от края арматурного стержня до грани железобетонного элемента, d - диаметр арматурного стержня.

В работах Bartoletti J. Stacy и Jirsa O. James [3] исследовано поведение железобетонных конструкций с арматурой, покрытой антикоррозионным составом в виде эпоксида. Рассматривался вопрос анкеровки сварных проволочных сеток, с покрытием эпоксидом и без покрытия. Для изготовления сварных проволочных сеток применялась арматура малых диаметров. По результатам испытаний плит на изгиб сделано заключение, что покрытие эпоксидом не влияет существенно на поведение плит. Плиты, с покрытыми эпоксидом сварными проволочными сетками имели такие же прогибы и несущую способность, как и плиты с непокрытыми сварными проволочными сетками. Таким образом, ухудшение сцепления не имело существенного влияния на поведение железобетонных конструкций. На основании полученных данных, авторы статьи внесли предложение в нормы проектирования США об изменении коэффициентов, увеличивающих длину анкеровки стержней покрытых эпоксидом с 1.5 на 1.0.

В работах Мурашова и Залесова, на которых и основана методика расчета СНиП 2.03.01-84* по предельным состояниям второй группы, указывается, что напряжения в продольной арматуре растянутых и изгибаемых элементов по мере удаления от берега трещины уменьшается по логарифмическому закону (рис. 1).

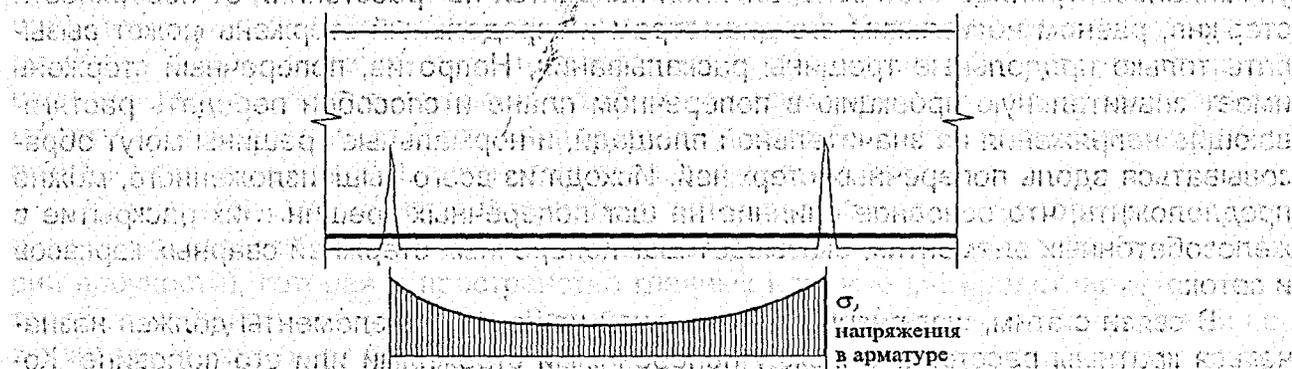


Рис. 1. Распределение напряжений в арматуре на участке между трещинами

При наличии приваренных к продольной арматуре поперечных стержней распределение напряжений в продольной арматуре меняется. В месте расположения поперечного стержня происходит резкое перераспределение напряжений с продольной арматуры на бетон и эпюра напряжений в продольной арматуре принимает иной вид (рис. 2). Таким образом, логично предположить, что при применении в изгибаемых железобетонных элементах арматуры в составе сварных каркасов и сеток, трещины образуются в основном в месте расположения поперечных стержней.

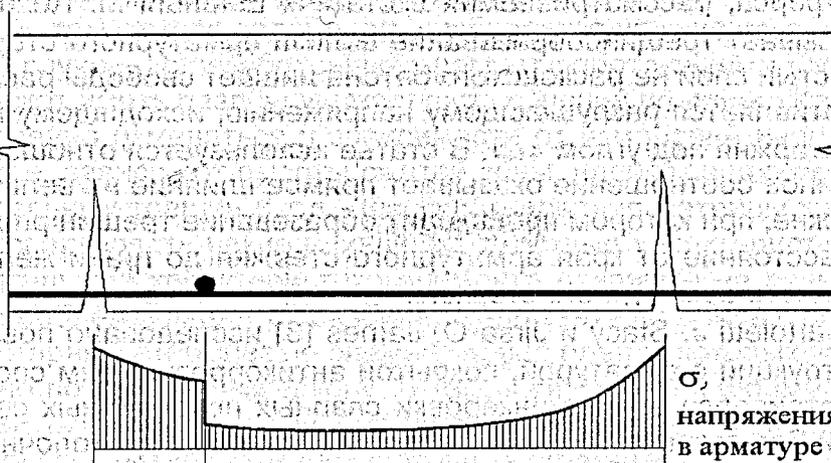


Рис. 2.

Распределение в продольной арматуре на участке между трещинами при наличии поперечного стержня

Как показали экспериментальные исследования [2], первые нормальные трещины, могут появляться в произвольном месте. В дальнейшем трещины образуются в тех местах, где на бетон передается достаточное растягивающее напряжение арматурой. Очевидно, что продольный стержень не может передать на бетон напряжения на значительном расстоянии от своей грани. Продольный стержень имеет малую проекцию в поперечном плане железобетонного элемента и оказывает существенное влияние на бетон лишь на незначительной площади. Как уже упоминалось, граница этой зоны влияния находится на расстоянии от поверхности стержня, равном нескольким его диаметрам и продольный стержень может вызывать только продольные трещины раскалывания. Напротив, поперечный стержень имеет значительную проекцию в поперечном плане и способен передать растягивающие напряжения на значительной площади, и нормальные трещины могут образовываться вдоль поперечных стержней. Исходя из всего вышеизложенного, можно предположить, что основное влияние на шаг поперечных трещин и их раскрытие в железобетонных элементах, оказывает шаг поперечных стержней сварных каркасов и сеток.

В связи с этим, шаг разбиения стержней на конечные элементы должен назначаться кратным расстоянию между поперечными стержнями или его половине. Конечный элемент может быть выделен из блока между трещинами или из группы смежных блоков. Например, если в балке шаг поперечных стержней в пролете 500 мм, а вблизи опор 250 мм, то для расчета длина участков разбиения может быть принята равной 250, 500 или 1000 мм. Очевидно, чем меньше шаг разбиения, тем выше точность аппроксимации функции жесткости по длине элемента, однако оптимальный размер конечного элемента будет равен шагу поперечных стержней, дальнейшее его дробление не приведет к значительному повышению точности расчета.

ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М., Стройиздат, 1976.- 208с.
2. Лешкевич О.Н., Соловьев Д.С. Трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов с холоднодеформированной арматурой // Инженерные проблемы

- строительства и эксплуатации сооружений: сборник научных трудов; под ред. Д.Н. Лазовского. – Минск: УП «Технопринт», 2001. – С. 247-251
3. Bartoletti J. Stacy, Jirsa O. James. Effect of Epoxy Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric. ACI Structural Journal, V92, November-December 1995, pp. 757-764.
 4. Esfahani M. Reza, Rangan B. Vijaya. Local Bond Strength Bars in Normal Strength and High-Strength Concrete (HSC). ACI Structural Journal, V95, May-June 1998, pp. 272-279.
 5. Esfahani M. Reza, Rangan B. Vijaya. Local Bond Strength Bars in Normal Strength and High-Strength Concrete (HSC). ACI Structural Journal, V95, March-April 1998, pp. 96-106.
 6. Mason A. P. and Nawy E. G. Discussion of the paper by Edward G. Nawy. Flexural cracking in two-way concrete slabs reinforced with high strength welded wire fabric, ACI Structures, 1965, V62, pp. 193-195.
 7. Nawy E. G. Flexural cracking in two-way concrete slabs reinforced with high strength welded wire fabric, ACI Structures, 1964, V61, pp. 997-1007.

УДК 624.016.5

Лушка Л.К., Черкасов Д.В.

РОЛЬ СДВИГА БЕТОНА В СОПРОТИВЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ РАЗРУШЕНИЮ

Бетон, как определяющий компонент сечений железобетонных элементов в процессе их нагружения, а иногда и производства (для преднапряженных конструкций), подвергается действию многоосных напряжений. Учитывая то, что бетон весьма чувствителен к воздействию шарового тензора напряжений, влияние сложного напряженного состояния на прочность бетона весьма существенно. Оно, в зависимости от направления действия напряжений, может быть как положительным (повышать прочность бетона), так и отрицательным - ее снижать.

Как известно, прочность материала в точке для произвольных однородных напряженных состояний определяется функцией предельных напряжений (т. н. критерий прочности), которая в пространстве главных напряжений представляется некоторой предельной поверхностью. Для плотных тяжелых бетонов эта предельная поверхность может быть представлена двумя сопряженными неротационными гиперболоидами [1].

Из теории напряжений известно, что сдвиг относится к плоскому напряженному состоянию, когда на элементарный объем материала действуют два равные по величине и противоположные по знаку главные напряжения, приложенные к главным площадкам. По площадке чистого сдвига при этом действуют только касательные напряжения, равные по модулю главным напряжениям. В этом случае имеем напряженное состояние чистого сдвига.

Прочность бетона при чистом сдвиге в соответствии с гиперболическим критерием прочности [1] представляется зависимостью

$$R_{sh} = (5,42 R_t + 0,12 R_b) / 3 \sqrt{6} \quad (1)$$

где: R_t и R_b – пределы прочности бетона при одноосном растяжении и сжатии.

Численные значения прочности на сдвиг согласно (1) весьма близки к таковым, вычисленным по известной формуле Мора