

О новых нормах проектирования железобетонных и бетонных конструкций

По заданию Госстроя РФ специалистами НИИЖБ разработана редакция нового СНиП 52-01 "Железобетонные и бетонные конструкции. Основные положения". СНиП разработан взамен действующих нормативных документов, относящихся к различным видам бетонных и железобетонных конструкций, а также взамен комплексных нормативных документов - в части, относящейся к бетонным и железобетонным конструкциям.

Структура и содержание СНиП приняты в соответствии с положениями СНиП 10-01-94 и Техническим заданием на разработку СНиП, согласованным с Управлением Технормирования Госстроя РФ.

Согласно новой системе нормативных документов в строительстве [1] основные нормативные документы для бетонных и железобетонных конструкций состоят из Строительных Норм и Правил (СНиП) и Свода Правил (СП).

СНиП распространяется на все виды бетонных и железобетонных конструкций различного назначения и содержит обязательные для выполнения требования к бетонным и железобетонным конструкциям в целом, а также к бетону и арматуре, расчету, конструированию, изготовлению и эксплуатации конструкций. Эти требования сформулированы в виде принципиальных положений с указанием предельных показателей.

Своды Правил разрабатываются для отдельных видов бетонных и железобетонных конструкций и включают рекомендуемые для применения методы расчета и конструирования, развивающие и конкретизирующие положения СНиП и обеспечивающие их практическую реализацию.

В целом комплекс СНиП и Сводов Правил создает общую нормативную базу для проектирования, изготовления и эксплуатации всех бетонных и железобетонных конструкций.

Вопросы, связанные с конкретными типами бетонных и железобетонных конструкций и особыми видами воздействий, рассматриваются в специальных Строительных Нормах и Правилах (СНиП), относящихся к зданиям и сооружениям различного назначения (промышленным, гражданским, транспортным, гидротехническим, энергетическим и т.д.), к конструкциям особого назначения (основания и фундаменты), а также к различным опасным воздействиям (пожары, сейсмика, оползни, лавины, радиация и т.д.).

В развитие этих нормативных документов также разрабатываются соответствующие Своды Правил на основе указанных выше принципов. При этом вопросы, связанные с бетонными и железобетонными конструкциями, должны быть согласованы с основными нормативными документами по бетонным и железобетонным конструкциям с учетом особенностей работы специальных конструкций.

Принятая структура нормативных документов имеет целый ряд положительных качеств. Она, при наличии общего СНиП, обеспечивает единый принципиальный подход к назначению характеристик бетона и арматуры, к расчету, конструированию, возведению и эксплуатации всех бетонных и железобетонных конструкций. Отсутствие в СНиП жесткого конкретного нормирования позволяет реализовать через Своды Правил последние достижения в области новых материалов, конструктивных решений, методов расчета и конструирования.

В то же время такой подход обладает рядом дискуссионных моментов.

Прежде всего это связано с установленной традицией, по которой нормативные документы (СНиП) должны содержать подробно изложенные конкретные обязательные методы расчета и конструирования, выполнение которых обеспечивает юридическую защиту инженеров от возможных последствий. Следует отметить, что действующие нормативные документы далеко не в полной мере отвечают этим требованиям, так как содержат лишь ограниченный перечень правил проектированию и изготовлению бетонных и железобетонных конструкций. С другой стороны разрабатываемые Своды Правил являются по статусу нормативными документами и тем самым обеспечивают достаточную юридическую защиту инженеров.

Тем не менее, учитывая существующие традиции, было принято решение включить в СНиП в виде Приложений конкретные данные по основным характеристикам бетона и арматуры, по основным расчетным зависимостям и по конструктивным требованиям для наиболее массовых железобетонных конструкций.

Практическое же проектирование должно производиться по соответствующим Сводам Правил. В связи с этим предполагается разработать комплекс Сводов Правил для промышленного и гражданского строительства, охватывающий железобетонные конструкции из различных видов бетона (тяжелые, легкие, ячеистые, напрягающие, жаростойкие и т.д.), различные типы железобетонных конструкций (обычные, преднапряженные, сборно-монолитные, сталежелезобетонные, фибробетонные, усиленные и т.д.), железобетонные конструкции, подвергающиеся различным нагрузкам и воздействиям (динамическим, повторным, сейсмическим нагрузкам, агрессивным, пониженным и повышенным температурным воздействиям и т.д.), различные конструктивные системы (каркасные, стеновые, простран-

ственные и т. д.). Предполагается выпустить следующие Своды Правил:

1. СП "Бетонные и железобетонные конструкции"
2. СП "Бетонные и железобетонные конструкции из легкого бетона"
3. СП "Бетонные и железобетонные конструкции из ячеистого бетона"
4. СП "Бетонные и железобетонные конструкции из силикатного бетона"
5. СП "Бетонные и железобетонные конструкции из напрягающего и безусадочного бетона"
6. СП "Железобетонные конструкции из высокопрочного высококачественного бетона"
7. СП "Бетонные и железобетонные конструкции из низкотрещиноватого особо легкого бетона"
8. СП "Бетонные и железобетонные конструкции из жаростойкого бетона"
9. СП "Сборно-монолитные железобетонные конструкции"
10. СП "Сталежелезобетонные конструкции"
11. СП "Фибробетонные конструкции"
12. СП "Бетонные и железобетонные конструкции в агрессивных условиях"
13. СП "Бетонные и железобетонные конструкции при воздействии повышенных температур"
14. СП "Бетонные и железобетонные конструкции при воздействии пожара"
15. СП "Бетонные и железобетонные конструкции при воздействии пониженных температур"
16. СП "Бетонные и железобетонные конструкции при воздействии динамических нагрузок"
17. СП "Бетонные и железобетонные конструкции при воздействии сейсмических нагрузок"
18. СП "Бетонные и железобетонные конструкции при воздействии повторных нагрузок"
19. СП "Железобетонные несущие конструкции зданий каркасной системы"
20. СП "Железобетонные несущие конструкции зданий стеновой системы"
21. СП "Железобетонные несущие конструкции зданий каркасно-стеновой системы"
22. СП "Железобетонные пространственные конструкции"
23. СП "Реконструкция, усиление и восстановление бетонных и железобетонных конструкций"
24. СП "Железобетонные ограждающие конструкции"
25. СП "Закладные детали бетонных и железобетонных конструкций"
26. СП "Предварительно напряженные железобетонные конструкции"
27. СП "Самонапряженные железобетонные конструкции"
28. СП "Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений"
29. СП "Бетонные и железобетонные конструкции транспортных сооружений"
30. СП "Бетонные и железобетонные конструкции энергетических сооружений".

В первую очередь предполагается выпуск одновременно со СНиП основного Свода Правил для наиболее массовых железобетонных конструкций из тяже-

лого бетона без предварительного напряжения - с тем, чтобы обеспечить практическую реализацию основных положений нового СНиП при проектировании. В дальнейшем будет последовательно осуществляться выпуск и остальных Сводов Правил. При этом, до выпуска соответствующих Сводов Правил, проектирование отдельных видов бетонных и железобетонных конструкций может осуществляться по действующим нормативным документам, но с соблюдением обязательных требований по новой редакции основного СНиП.

Следует отметить, что Своды Правил, являющиеся нормативными документами, не будут содержать различные вспомогательные материалы (таблицы, графики, примеры расчета и т.п.). По своему содержанию они соответствуют действующим Строительным Нормам и Правилам (СНиП), только имеют не обязательный, а рекомендательный характер. Что касается вспомогательных материалов, то в связи с массовым использованием при проектировании компьютерных программ они потеряли свое значение, но в случае необходимости могут быть разработаны специально в соответствии с требованиями проектных организаций.

Для обеспечения практической реализации основных положений новых СНиП и Свода Правил предусматривается также параллельная разработка соответствующих компьютерных программ.

В новые СНиП и Свод Правил внесен ряд принципиально новых методов расчета и конструирования, а также произведено усовершенствование существующих. Главная цель заключалась в том, чтобы эти методы основывались на универсальных, физических и теоретических, достаточно простых расчетных моделях, освобожденных от излишнего эмпиризма, учитывающих физический характер работы железобетонных элементов и обеспечивающих необходимую надежность и оптимальный расход материалов. Методы включались после тщательного анализа и отбора методов расчета и конструирования, содержащихся в действующих отечественных, международных и национальных нормативных документах, а также в отечественных и зарубежных разработках.

В первую очередь отметим, что за основу расчета бетонных и железобетонных элементов на действие изгибающих моментов и продольных сил по всем предельным состояниям принята новая деформационная модель, использующая помимо уравнений равновесия условие деформирования в виде гипотезы плоских сечений и полные диаграммы состояния (деформирования) бетона и арматуры. Такая модель позволяет вести расчет с единых методических позиций любых бетонных и железобетонных элементов с различной конфигурацией поперечного сечения и расположением продольной арматуры, и одновременно в полной мере учитывать упруго-пластические свойства бетона, арматуры и напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента. Деформационная модель принята в международных, а также в большинстве национальных норм [3].

В то же время для простых, но широко распространенных железобетонных элементов в новый СНиП и Свод Правил включены более простые методы расчета:

для расчета прочности - расчет по предельным усилиям, принятый в действующем СНиП, учитывающий условно пластическую работу бетона и арматуры [2];

для расчета по образованию трещин, раскрытию трещин и деформациям - расчет с применением общих правил строительной механики и сопротивления материалов для железобетонных конструкций.

При этом для оценки ширины раскрытия нормальных трещин принята физически более обоснованная расчетная модель, основанная на определении взаимных смещений арматуры и бетона на длине участка между трещинами, предложенная в свое время В.И.Мурашевым [4] и принятая в настоящее время в международных нормах [3]. Это позволило отказаться от эмпирического подхода к расчету раскрытия нормальных трещин и деформаций, принятого в действующем СНиП [2].

Что касается расчета прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил и крутящих моментов, то проведенный анализ показал, что многочисленные новые разработки в этой области еще не достигли такого уровня, чтобы могли быть приняты в качестве нормативных методов расчета. Поэтому было принято решение включить в новые СНиП и Свод Правил расчетные модели по наклонным и пространственным сечениям, содержащиеся в действующем СНиП и предложенные в свое время М.С.Боришанским и Н.Н.Лессиг [5], но с рядом дополнений и усовершенствований, позволяющих получить более универсальный подход к расчету. Для расчета по раскрытию наклонных трещин при действии поперечных сил принята расчетная зависимость, более полно учитывающая влияние основных факторов и согласующаяся с методикой, содержащейся в международных нормативных документах.

В настоящее время в связи с широким применением в отечественном строительстве монолитных многоэтажных каркасных зданий с плоскими перекрытиями важное значение приобретает правильная оценка сопротивления плит на продавливание. Поэтому в новые СНиП и Свод Правил включена методика расчета на продавливание, принятая в международных нормативных документах и ряде национальных норм [3], позволяющая с единых позиций оценивать сопротивление плит продавливанию с учетом совместного действия сосредоточенных сил и моментов при различных схемах загружения и опирания плит.

Другим важным вопросом, обусловленным широким применением в строительстве вязаной арматуры различного профиля, является расчет анкеровки и соединения арматуры внахлестку. В новые СНиП и Свод Правил взамен эмпирической зависимости действующего СНиП включена физически и теоретически более обоснованная и более универсальная методика, принятая в международных нормативных документах.

Рассмотрим краткое содержание нового СНиП.

Как уже отмечалось выше, разработанный проект СНиП включает обязательные требования, относящиеся ко всем типам бетонных и железобетонных конструкций различного назначения, ко всем видам бетона и арматуры, к расчету, конструированию, воздействию

и эксплуатации железобетонных и бетонных конструкций. Помимо общих принципов нормирования характеристик материалов, методов расчета и конструирования железобетонных и бетонных конструкций в Приложениях к СНиП приведены конкретные данные, относящиеся к наиболее массовым типам железобетонных и бетонных конструкций и к основным методам их расчета и конструирования. В качестве массовых рассмотрены железобетонные конструкции без предварительного напряжения с прямоугольной и тавровой (двулавровой) формой поперечного сечения, из тяжелого бетона классов В15-В60 и арматуры классов А240-А500 и В500, загруженные статической нагрузкой кратковременного и длительного действия и эксплуатирующиеся в нормальных температурно-влажностных условиях. В качестве основных методов расчета приняты методы расчета прочности по нормальному и наклонным сечениям по предельным усилиям на действие в плоскости оси симметрии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил; метод расчета прочности по нормальным сечениям по деформационной (на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры) модели; методы расчета деформаций железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил; методы расчета по раскрытию нормальных и наклонных трещин. Конструктивные требования приведены для железобетонных элементов из тяжелого бетона классов В15-В60 и арматуры классов А240-А500, В500 и включают требования по анкеровке арматуры, минимальному проценту армирования, толщине защитного слоя и другие.

Подготовленный проект СНиП 52-01 состоит из девяти разделов:

- Раздел 1. Область применения;
- Раздел 2. Нормативные ссылки;
- Раздел 3. Определения;
- раздел 4. Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям;
- раздел 5. Требования к бетону и арматуре;
- раздел 6. Требования к расчету бетонных и железобетонных конструкций;
- раздел 7. Конструктивные требования;
- раздел 8. Требования к изготовлению, возведению и эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций;
- раздел 9. Требования к восстановлению и усилинию железобетонных конструкций.

В разделе 4 впервые сформулированы основные требования к бетонным и железобетонным конструкциям, включающие требования по безопасности (несущей способности, огнестойкости), эксплуатационной пригодности (трещиностойкости, деформативности) и долговечности.

Установлено, что требования по трещиностойкости разделяются на две категории: по отсутствию трещин и ограничению ширины их раскрытия. Определен критерий, к которым относится то или иное требование. Исключено, как достаточное условное, ранее действовавшее дополнительное требование по закрытию трещин.

Принято, что требования к бетонным и железобетонным конструкциям обеспечиваются выполнением

требований к материалам (бетону и арматуре), расчету, конструированию, изготовлению и эксплуатации.

Сформулированы основные положения, обеспечивающие надежность бетонных и железобетонных конструкций при их расчете полувероятностным методом. Указано о возможности применения полного вероятностного расчета для оценки надежности конструкций.

В разделе 5 приведен полный перечень видов бетона и арматуры и их контролируемых показателей (классов и марок), которые применяются в бетонных и железобетонных конструкциях. При этом установлены максимально широкие диапазоны классов и марок бетона: классов по прочности на сжатие от В0,5 до В120, марок по плотности от D200 до D5000, марок по морозостойкости от F15 до F500, марок по водонепроницаемости от W2 до W30.

Сформулированы основные принципы назначения нормативных и расчетных, прочностных и деформативных характеристик бетона и арматуры. Впервые включены указания по диаграммам состояния бетона и арматуры, необходимые для расчета бетонных и железобетонных конструкций по деформационной модели.

Характеристики тяжелого бетона классов В7,5 - В60 и арматуры классов А240 - А500, В500 представлены в Приложениях к СНиП.

В разделе 6 установлен полный перечень предельных состояний, по которым должен производиться расчет железобетонных конструкций, и основные принципы расчета по каждому предельному состоянию.

Приведены общие положения по расчету бетонных и железобетонных конструкций, устанавливающие требования по учету неупругих свойств и образованию трещин в конструкциях, по учету расчетных ситуаций, характера действующих на конструкции нагрузок и воздействий, стадий работы конструкций.

Представлены указания по расчету основных видов бетонных и железобетонных конструкций, в том числе статически неопределеных, плоскостных, пространственных, объемных и массивных, предварительно напряженных, сборно-монолитных, сталежелезобетонных и фибробетонных.

Установлены основные принципы расчета прочности бетонных и железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил, поперечных сил, крутящих моментов и при местном действии нагрузки (смятие, продавливание).

Для расчета железобетонных элементов с простой формой поперечного сечения (прямоугольной и тавровой) и с сосредоточенным расположением продольной арматуры на действие изгибающих моментов и продольных сил принят метод расчета по предельным усилиям, представленный в действующих нормах, но с дополнительными усовершенствованиями в части определения граничного значения высоты сжатой зоны и учета продольного изгиба.

Для общего случая расчета железобетонных конструкций с различными формой поперечного сечения и расположением продольной арматуры, различным направлением действующих усилий и т.д. принята деформационная модель, позволяющая на единой методической основе более полно и точно оценивать

напряженно-деформированное состояние и прочность различного типа железобетонных элементов.

Для коротких железобетонных элементов (коротких консолей и т.п.) предлагается использовать каркасно-стержневую модель, принятую в действующих нормах, и позволяющую более точно оценивать особенности работы таких элементов.

Установлены основные принципы и приведены основные зависимости расчета железобетонных элементов при действии поперечных сил. Расчет производится на основе моделей наклонных сечений аналогично методам расчета, принятым в действующем СНиП. При этом внесены усовершенствования в определение поперечных усилий, воспринимаемых бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении, что позволяет унифицировать методику расчета при сохранении уровня безопасности, принятой в действующих нормах.

Сформулированы основные принципы расчета железобетонных элементов на местное действие нагрузки (на смятие и продавливание). При этом расчет на продавливание предлагается производить на совместное действие продавливающей силы и момента, что обеспечивает безопасность плоских железобетонных элементов при различных схемах нагружения и опирания.

Установлены основные принципы расчета по образованию нормальных и наклонных трещин. Расчет по образованию нормальных трещин предлагается производить по предельным (при образовании трещин) усилиям и по деформационной модели с учетом неупругих деформаций бетона.

Представлены основные принципы и зависимости для расчета железобетонных элементов по раскрытию нормальных и наклонных трещин. Для расчета по раскрытию нормальных трещин предложена новая методика, физически и теоретически более обоснованная по сравнению с полуэмпирической зависимостью, содержащейся в действующих нормах. Для расчета по раскрытию наклонных трещин принята более простая зависимость, которая в прямом виде учитывает влияние основных факторов (относительной величины шага и диаметра хомутов) на раскрытие наклонных трещин.

Приведены предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин.

Установлены основные принципы и зависимости для расчета железобетонных элементов по деформациям. Расчет по деформациям предлагается производить по деформационной модели и по новой методике определения жесткости железобетонных элементов, физически и теоретически более обоснованной и универсальной по сравнению с методикой, принятой в действующих нормах.

Приведены указания по назначению предельно допустимых прогибов железобетонных элементов.

Основные расчетные зависимости для оценки прочности железобетонных элементов по предельным усилиям и по деформационной модели, а также зависимости для определения ширины раскрытия трещин и деформаций представлены в Приложениях к СНиП.

В разделе 7 установлены принципиальные положения по конструктивным требованиям, которые долж-

ны соблюдаются для бетонных и железобетонных элементов, и приведены граничные конструктивные параметры и основные конструктивные требования по геометрическим размерам, толщине защитного слоя бетона, продольному и поперечному армированию, анкеровке арматуры и ее соединениям. При этом введены изменения в части конструктивных требований для продольной и поперечной арматуры, а также в методике расчета анкеровки арматуры, направленные на более точное отражение физического характера работы железобетонных элементов и обеспечение их надежности.

В разделе 8 приведены основные положения, которые должны соблюдаться при изготовлении, возведении и эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций.

Установлены требования к подбору состава бетона, его приготовлению, транспортированию, укладке и твердению; требования к условиям хранения арматуры, ее установке и сварочным соединениям, требования к опалубке.

Установлены требования к изготовлению, транспортированию и монтажу сборных конструкций, назначению отпускной и передаточной прочности бетона, тре-

бования к возведению монолитных конструкций и назначению прочности бетона при снятии опалубки.

Установлены требования по контролю качества бетона, арматуры и конструкций в целом, в том числе путем испытаний контрольных образцов неразрушающими методами, с применением и без применения статистических методов контроля.

В разделе 9 приведены основные положения, которые должны соблюдаться при восстановлении и усилении бетонных и железобетонных конструкций. Установлены требования по обследованию конструкций, по поверочным расчетам, конструированию и расчету усиленных элементов.

Библиографический список

1. СНиП 10.01-94. Система нормативных документов в строительстве. Основные положения.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.
3. CEB-FIP MODEL CODE 1990. DESIGN CODE.
4. Мурашев В.И. Трециностойкость, жесткость и прочность железобетона. М., Стройиздат, 1950.
5. Борицанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения. М., Стройиздат, 1946.

А.И.ЗВЕЗДОВ, А.С.ЗАЛЕСОВ, Т.А.МУХАМЕДИЕВ, Е.А.ЧИСТЯКОВ, доктора техн. наук
(НИИЖБ)

Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам

Расчет прочности по нормальным сечениям железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил в общем случае предполагается производить на основе деформационной модели.

Деформационная модель для расчета прочности включает:

- уравнения равновесия внешних и внутренних сил в нормальном сечении

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sxj}; \quad (1)$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{syj}; \quad (2)$$

$$N = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj}; \quad (3)$$

- уравнения, устанавливающие распределение деформаций в бетоне и арматуре по нормальному сечению исходя из условия плоского поворота и плоского смещения сечения (гипотезы плоских сечений)

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} Z_{bxi} + \frac{1}{r_y} Z_{byi}; \quad (4)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} Z_{syj}; \quad (5)$$

- Уравнения, определяющие связь между напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры

$$\sigma_{bi} = f(\varepsilon_{bi}); \quad (6)$$

$$\sigma_{sj} = f(\varepsilon_{sj}). \quad (7)$$

В уравнениях (1) . . . (7) (рис. 1):

M_x, M_y, N - изгибающие моменты в плоскостях XOZ и YOZ и продольная сила от внешней нагрузки;

$A_{bi}, Z_{bxi}, Z_{byi}, \sigma_{bi}$ и ε_{bi} - площадь, координаты центра тяжести i -го элементарного участка сжатой зоны

бетона, напряжение и деформация на уровне его центра тяжести;

$A_{sj}, Z_{sxj}, Z_{syj}, \sigma_{sj}, \varepsilon_{sj}$ - площадь, координаты центра тяжести j -го стержня арматуры, напряжение и деформация в нем;

ε_o - относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных осей X и Y ;

$\frac{1}{r_x}, \frac{1}{r_y}$ - кривизны в плоскости действия моментов M_x, M_y .

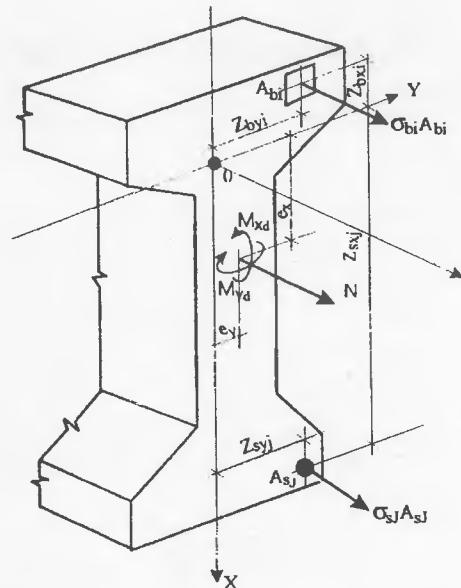


Рис. 1. Расчетная схема нормального сечения железобетонного элемента

За расчетные диаграммы состояния сжатого бетона принимают криволинейную диаграмму с ниспадающей ветвью (рис.2,а) или более простые диаграммы - трехлинейную и двухлинейную - типа диаграммы Прандтля (рис.2, б, в).

Аналитическая зависимость для описания криволинейной диаграммы с ниспадающей ветвью принята согласно рекомендациям международных норм* в виде

* CEB-FIP MODEL CODE, 1990.

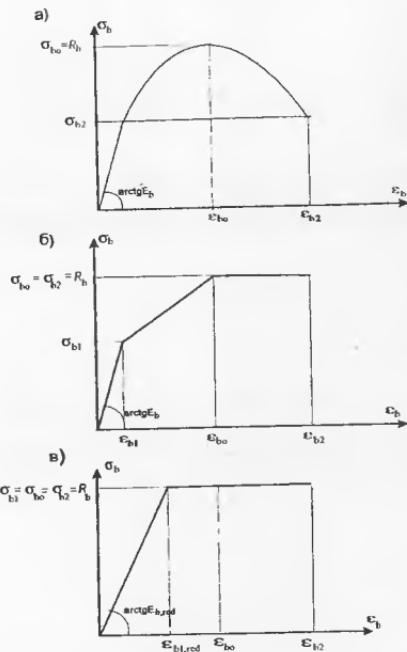


Рис. 2. Диаграммы состояния сжатого бетона
а — криволинейная; б — трехлинейная; в — двухлинейная

$$\sigma_b = \frac{k \cdot n - n^2}{1 + (k-2) \cdot n} \cdot R_b; \quad (8)$$

при этом $\varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$:

$$k = \frac{E_b \cdot \varepsilon_{bo}}{R_b};$$

$$n = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}}.$$

Значения максимальных относительных деформаций бетона ε_{b2} определяют по формуле

$$\varepsilon_{b2} = \frac{\varepsilon_{bo}}{2} \left[\left(\frac{k}{2} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{k}{2} + 1 \right)^2 - 2} \right]. \quad (9)$$

Эти значения деформаций соответствуют напряжению $\sigma_b = 0,5 \cdot R_b$ в области ниспадающей ветви диаграммы.

Значения относительных деформаций ε_{bo} , отвечающих максимальным напряжениям R_b , принимают равными $\varepsilon_{bo} = 0,002$.

Зависимости для описания трехлинейной диаграммы приняты в виде

$$\text{при } 0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1};$$

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b; \quad (10)$$

$$\text{при } \varepsilon_{b1} < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b0};$$

$$\sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{bo} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] \cdot R_b; \quad (11)$$

$$\text{при } \varepsilon_{b0} < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2};$$

$$\sigma_b = R_b. \quad (12)$$

Границочные значения напряжений σ_{b1} и деформаций ε_{b1} упругого участка диаграммы принимают равными:

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot R_b; \quad \varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b}.$$

Максимальные значения деформации на границе условно-пластического участка принимают равными $\varepsilon_{b2} = 0,0035$.

Двухлинейную диаграмму описывают зависимостями:

$$\text{при } 0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1,red}.$$

$$\sigma_b = E_{b,red} \cdot \varepsilon_b; \quad (13)$$

$$\text{при } \varepsilon_{b1,red} < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}.$$

$$\sigma_b = R_b. \quad (14)$$

Значения относительных деформаций $\varepsilon_{b1,red}$, отвечающих границе условно упругой работы бетона, принимают равными $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$, а соответствующий приведенный модуль упругости

$$E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1,red}}.$$

Приведенные параметры диаграмм относятся к тяжелому бетону класса по прочности на сжатие до В60 включительно при кратковременном статическом действии нагрузки и нормальных условиях окружающей среды. Для других случаев производят соответствующие корректировки параметров базовых точек диаграмм.

В качестве расчетной диаграммы состояния стержневой арматуры средней прочности класса до А500 включительно принимают двухлинейную диаграмму по типу диаграммы Прандтля (рис.3), которую описывают зависимостями:

$$\text{при } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{so},$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s; \quad (15)$$

$$\text{при } \varepsilon_{so} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2},$$

$$\sigma_s = R_s. \quad (16)$$

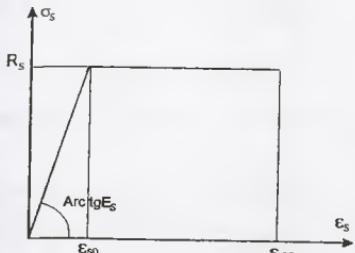


Рис. 3. Диаграмма состояния растянутой арматуры

Значение максимальной относительной деформации ϵ_{s2} , определяющей границу пластического участка диаграммы, принимают равной $\epsilon_{s2}=0,025$.

Значение относительной деформации ϵ_{s0} , определяющей границу упругого участка диаграммы, при-

$$\text{нимают равной } \epsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s}.$$

Для высокопрочных арматурных сталей принимают криволинейную, трехлинейную или двухлинейную диаграммы.

Расчет прочности по нормальным сечениям железобетонных конструкций производят путем решения приведенной выше системы уравнений. При этом прочность сечения проверяют из условий

$$|\epsilon_{b,\max}| \leq \epsilon_{b,ult}; \quad (17)$$

$$|\epsilon_{s,\max}| \leq \epsilon_{s,ult}, \quad (18)$$

где $\epsilon_{b,\max}$, $\epsilon_{s,\max}$ - максимальные относительные деформации в сжатом бетоне и растянутой арматуре от действия внешней нагрузки;

$\epsilon_{b,ult}$, $\epsilon_{s,ult}$ - предельные относительные деформации сжатого бетона и растянутой арматуры.

Предельные относительные деформации сжатого бетона при двузначной эпюре деформаций в нормальном сечении принимают равными $\epsilon_{b,ult} = \epsilon_{b2}$, при однозначной равномерной эпюре деформаций - $\epsilon_{b,ult} = \epsilon_{b0}$, при однозначной неравномерной эпюре - по линейной интерполяции.

Предельные относительные деформации растянутой арматуры принимают равными $\epsilon_{s,ult} = \epsilon_{s2}$.

Для общего случая система уравнений для расчета прочности по деформационной модели имеет вид:

$$M_x = D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{12} \frac{1}{r_y} + D_{13} \cdot \epsilon_o; \quad (19)$$

$$M_y = D_{12} \frac{1}{r_x} + D_{22} \frac{1}{r_y} + D_{23} \cdot \epsilon_o; \quad (20)$$

$$N = D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{23} \frac{1}{r_y} + D_{33} \cdot \epsilon_0. \quad (21)$$

где D_{ij} ($i,j=1,2,3$) - жесткостные характеристики, определяемые по формулам

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi}^2 \cdot E_b \cdot v_{bi} + \\ + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj}^2 \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (22)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{syi}^2 \cdot E_b \cdot v_{bi} + \\ + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj}^2 \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (23)$$

$$D_{12} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \\ + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (24)$$

$$D_{13} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot E_b \cdot v_{vi} + \\ + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (25)$$

$$D_{23} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \\ + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (26)$$

$$D_{33} = \sum_i A_{bi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \\ + \sum_j A_{sj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}; \quad (27)$$

Коэффициенты упругости i -го участка бетона v_{bi} и j -го стержня арматуры v_{sj} определяют по формулам:

$$v_{bi} = \frac{\sigma_{bi}}{E_b \cdot \epsilon_{bi}}; \quad (28)$$

$$v_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj} \cdot \epsilon_{sj}}, \quad (29)$$

а напряжения и относительные деформации сжатого бетона и арматуры σ_{bi} , ϵ_{bi} , σ_{sj} , ϵ_{sj} определяют из приведенных выше зависимостей для диаграмм состояния бетона и арматуры.

Для железобетонных элементов, на которые действуют только изгибающие моменты двух направлений (косой изгиб), в уравнении (21) принимают $N=0$.

Для внецентренно сжатых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и при расположении оси X в этой плоскости $M_y=0$

$D_{12}=D_{22}=D_{23}=0$. В этом случае уравнения для расчета прочности имеют вид:

$$M_x = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{13} \cdot \varepsilon_o; \quad (30)$$

$$N = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{33} \cdot \varepsilon_o. \quad (31)$$

Для изгибаемых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и при расположении оси X в этой плоскости $N=0$, $M_y=0$ и $D_{12}=D_{22}=D_{23}=0$. В этом случае уравнения равновесия имеют вид:

$$M_x = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{13} \cdot \varepsilon_o; \quad (32)$$

$$0 = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{33} \cdot \varepsilon_o. \quad (33)$$

Система расчетных уравнений может также быть представлена в матричной форме.

Расчет по деформационной модели производят с помощью вычислительной техники.

Деформационная модель позволяет производить расчет на единой методической основе любых железобетонных элементов с различной формой поперечного сечения, с различным расположением арматуры в сечении, с составными и комбинированными сечениями, включающими различные виды и классы бетона и арматуры, с учетом начальных (предварительных) напряжений и деформаций в предварительно напряженных, сборно-монолитных, сталежелезобетонных и усиленных конструкциях, при различном характере внешних нагрузок и воздействий.

Деформационная модель широко используется в зарубежной нормативной практике и включена в последние международные нормативные документы. Она позволяет наиболее полно учитывать упрогопластические свойства бетона и арматуры и оценивать фактические напряженно-деформированные состояния сечения.

Для железобетонных элементов прямогоугольного, таврового и двутаврового сечений, с арматурой, со средоточенной у сжатой и растянутой граней элемента, при действии внешних усилий в плоскости симметрии сечения расчет по прочности допускается производить с использованием более простой методики по предельным усилиям, принятой в действующем СНиП.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется напряжениями, равными расчетным сопротивлениям бетона сжатию R_b , равномерно распределенным по площади сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений).

Предельное усилие в арматуре растянутой зоны определяется напряжениями, равными расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_s , а в сжатой зоне — расчетным сопротивлениям арматуры сжатию R_{sc} .

Предельное состояние в сечении в общем случае характеризуется одновременным достижением в бетоне и арматуре предельных усилий.

Расчет производят из условия

$$M + N \cdot \eta \cdot e_o \leq R_b \cdot A_b \cdot Z_b +$$

$$+ R_s \cdot A_s \cdot Z_s + R_{sc} \cdot A'_s \cdot Z'_s, \quad (34)$$

где площадь бетона сжатой зоны A_b определяют из уравнения

$$N = R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s - R_s \cdot A_s, \quad (35)$$

здесь Z_b , Z_s , Z'_s — расстояние от точек приложения усилий соответственно в бетоне сжатой зоны, растянутой и сжатой арматуры до центра тяжести поперечного сечения элемента; η — коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба.

При высоте сжатой зоны x большей граничной x_R предельное состояние в сечении характеризуется достижением предельных усилий в сжатом бетоне и сжатой арматуре при напряжениях в растянутой арматуре меньших расчетных сопротивлений растяжению.

В этом случае расчет производят, заменяя расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s напряжениями σ_s .

Значение напряжений σ_s определяют приближенно по линейной интерполяции в зависимости от высоты сжатой зоны x в пределах от $\sigma_s = R_s$ при $x = x_R$ до $\sigma_s = -R_{sc}$ при $x = h_o$.

Значение граничной высоты сжатой зоны определяют исходя из линейного распределения деформации по высоте сечения при предельных деформациях бетона сжатой грани $\epsilon_{b,ult}$ и деформациях растянутой арматуры ϵ_{s1} , отвечающих напряжениям, равным расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_s :

$$\epsilon_{s1} = \frac{R_s}{E_s}$$

При этом принимается во внимание, что предельное усилие в бетоне определяют исходя из прямогольной эпюры напряжений в сжатой зоне бетона. Поэтому полученное значение высоты сжатой зоны корректируют с помощью коэффициента эквивалентности, равного 0,8.

В результате граничную высоту сжатой зоны бетона определяют по формуле

$$x_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{b,ult}}} \cdot h_o \quad (36)$$

Для тяжелого бетона и арматуры класса А500 при

$$\epsilon_{s1} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{450}{2 \cdot 10^5} = 2,25 \cdot 10^{-3}$$

и $\epsilon_{b,ult} = 3,5 \cdot 10^{-3}$, значение граничной высоты сжатой зоны равно $x_R \equiv 0,5 \cdot h_o$.

При $x > x_R$ расчет изгибаемых элементов в запас прочности можно производить, принимая в расчетных зависимостях (34) и (35) $x = x_R$.

Коэффициент η , учитывающий влияние продольного изгиба при действии продольной сжимающей силы N , определяют по известной формуле с использованием условной критической продольной силы N_{cr}

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}. \quad (37)$$

Условную критическую продольную силу определяют по формуле Л.Эйлера

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_o^2}, \quad (38)$$

где D и l_o - жесткость и расчетная длина железобетонного элемента.

Жесткость железобетонного элемента следует определять по общим правилам, изложенным в соответствующих разделах нормативных документов, с учетом неупругих деформаций и наличия трещин. Для упрощения расчета условную критическую продольную силу допускается определять по приближенной эмпирической зависимости

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l_o^2} \cdot \left(\frac{0,1 \cdot E_b \cdot I}{\varphi_I \cdot \delta_e} + E_s \cdot I_s \right), \quad (39)$$

где I , I_s - моменты инерции сечений бетона и арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

$$\delta_e = \frac{e_o}{h}, \text{ но не менее } 0,3;$$

φ_I - коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки.

Формула (39) получена путем некоторого упрощения аналогичной формулы действующего СНиП.

При небольших эксцентриситетах продольной силы

($e_0 \leq \frac{h}{30}$) и небольшой гибкости элемента ($\frac{l_o}{h} \leq 20$) нет прямоугольных сечений с симметричной арматурой допускается производить как центрально сжатый элемент из условия

$$N \leq \phi(R_s \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}), \quad (40)$$

где A и $A_{s,tot}$ - соответственно, площадь бетонного сечения и площадь всей продольной арматуры в сечении; ϕ - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и принимаемый изменяющимся от

$\varphi = 0,9$ до $\varphi = 0,7$ при изменении гибкости от $\frac{l_o}{h} = 6$

$$\frac{l_o}{h} = 20.$$

Расчетную длину l_o внецентренно сжатого элемента в общем случае определяют по общим правилам строительной механики как для элементов рамной конструкции с учетом ее деформированного состояния при наиболее невыгодном для данного элемента расположении нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации бетона, арматуры и наличие трещин в элементе.

Допускается принимать приближенные значения относительной расчетной длины l_o/l (где l - фактическая длина элемента) для внецентренно сжатых элементов постоянного сечения в зависимости от сопротивления повороту и смещению его опор по следующим правилам.

Для элементов с шарнирным опиранием на двух концах $\frac{l_o}{l} = 1,0$.

Для элементов с жесткой заделкой (исключающей поворот опорного сечения) на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль) $\frac{l_o}{l} = 2,0$.

Для элементов с шарнирным несмешаемым опиранием на одном конце, а на другом конце: с жесткой

(без поворота) заделкой - $\frac{l_o}{l} = 0,7$; с податливой (допускающей ограниченный поворот) заделкой - $\frac{l_o}{l} = 0,9$.

Для элементов с податливым шарнирным опиранием (допускающим ограниченное смещение опоры) на одном конце, а на другом конце: с жесткой (без

поворота) заделкой $\frac{l_o}{l} = 1,5$; с податливой (с ограниченным поворотом) заделкой - $\frac{l_o}{l} = 2,0$.

Для элементов с несмешаемыми заделками на двух концах: жесткими (без поворота) $\frac{l_o}{l} = 0,5$; податливыми (с ограниченным поворотом) - $\frac{l_o}{l} = 0,8$.

Для элементов с ограниченно смешаемыми заделками на двух концах: жесткими (без поворота)

$\frac{l_o}{l} = 0,8$; податливыми (с ограниченным поворотом - $\frac{l_o}{l} = 1,2$.

В общем случае влияние продольного изгиба учитывают расчетом железобетонной конструктивной системы по деформированной схеме, определяя деформации железобетонных элементов с учетом их неупругой работы и наличия трещин.

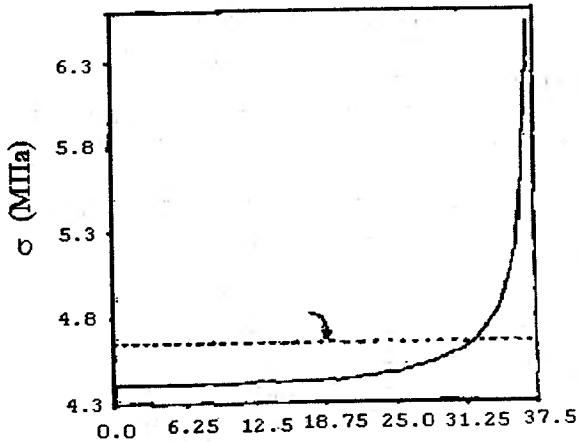


Рис. 2. Распределение напряжений по длине надрена (в мм)

Таким образом, подтверждены результаты предыдущих экспериментов[4] о влиянии свободной воды на динамическое поведение микробетона. Существует значительный эффект уровня деформаций

на прочность на растяжение влажного бетона. Повышенный динамический модуль Юнга объясняется степенью присутствия свободной воды в микробетоне и является функцией уровня нагружения.

Библиографический список

- 1.P. ROSSI, J. G. M. van MIER, BOULAY, F. Le MAOU The dynamic behavior of concrete: influence of free water. Materials & Structures. 1992.25.509-514.
2. Bonzel, J., and Kadlecak, V., 'Einfluss der Nachbehandlung und Feuchtigkeitszustandes auf die Zugfestigkeit des Betons', Betontechn. Ber. 11(1970) 99-132.
3. Hordijk, D. A., Reinhardt, H. W., Cornelissen, H. A. W., 'Fracture mechanical parameters of concrete from uniaxial tensile tests as influenced by specimen length' Proceedings of International Conference on Fracture of Concrete and Rocks, Houston, Texas, edited by S. P. Shah and S. E. Sweeney (SEM, Bethel, USA. 1987) pp. 138-149.
4. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. Стройиздат, Москва. 1970. 272 стр.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

А.С.ЗАЛЕСОВ, Т.А.МУХАМЕДИЕВ, Е.А.ЧИСТЯКОВ, д-ра техн. наук (НИИЖБ)

Расчет прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам

Расчет при действии поперечных сил

Для расчета по прочности железобетонных конструкций при действии поперечных сил принята методика расчета наклонных сечений, используемая в действующих отечественных нормативных документах. Согласно этой методике расчет производят по наклонной полосе между наклонными сечениями, по наклонному сечению на действие поперечных сил и по наклонному сечению на действие изгибающих моментов. В новых нормах в методику расчета внесены некоторые корректировки.

Расчет по наклонной полосе производят с использованием эмпирической зависимости, полученной из анализа особенностей сопротивления бетона в наклонной полосе, испытывающего воздействие сжимающих

усилий вдоль полосы и растягивающих усилий от параллельной наклонной полосы поперечной арматуры.

Расчет производят из условия

$$Q \leq Q_{b,sr} = \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 ,$$

где Q - поперечная сила от внешней нагрузки в нормальных сечениях по длине элемента;

$Q_{b,sr}$ -поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонной полосе;

φ_{b1} -обобщенный коэффициент, учитывающий влияние характера напряженного состояния бетона в наклонной полосе, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,3.

Расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил производят на основе уравнения равновесия внешних и внутренних поперечных сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции "C" на

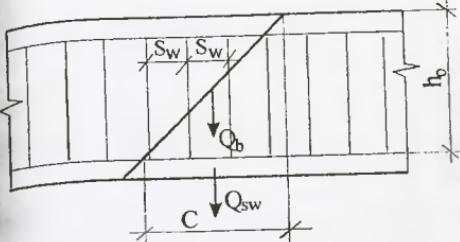


Рис. 1. Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

продольную ось элемента. Внутренние поперечные силы включают поперечную силу Q_b , воспринимаемую бетоном, и поперечную силу Q_{sw} , воспринимаемую поперечной арматурой в общем наклонном сечении с длиной проекции "C" на продольную ось элемента.

Расчет по наклонным сечениям на действие поперечных сил производят из условия (рис. 1)

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (2)$$

где Q - поперечная сила в наклонном сечении, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения с длиной проекции "C" при наиболее опасном загружении в пределах наклонного сечения.

Значение поперечной силы Q_b , воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, определяют по эмпирической зависимости из анализа сопротивления: бетона над наклонной трещиной, продольной арматуры, пересекающей наклонную трещину, сил зацепления, действующих по берегам наклонной трещины

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h^2}{C}, \quad (3)$$

но принимают согласно опытным данным не более $2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ и не менее $0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$.

Здесь φ_{b2} - обобщенный коэффициент, учитывающий влияние сопротивления продольной арматуры, сил зацепления и характера напряженного состояния бетона над наклонной трещиной, принимаемый для тяжелого бетона равным 1,5.

Значение поперечной силы Q_{sw} , воспринимаемой поперечной арматурой в наклонном сечении, также определяют по эмпирической зависимости, согласно которой это усилие увеличивается с увеличением длины проекции "C" того же наклонного сечения, что и для Q_b , но при этом вводится дополнительный коэффициент φ_{sw} , учитывающий снижение усилия на длине проекции поперечного сечения "C" и принимаемый равным 0,75

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C, \quad (4)$$

где q_{sw} - усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, определяемое по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w}. \quad (5)$$

Расчет в общем случае производят для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при наибольшой длине проекции наклонного сечения "C". При этом в формуле (4) длину проекции "C" ограничивают и принимают не менее h_0 и не более $2h_0$.

Допускается не рассматривать различное положение наклонных сечений и расчет на действие поперечных сил производить в запас прочности по формуле

$$Q_1 \leq Q_b + Q_{sw} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 + q_{sw} \cdot h_0, \quad (6)$$

где Q_1 - поперечная сила от внешней нагрузки в нормальном сечении элемента.

При этом, если нормальное сечение, где действует поперечная сила Q_1 , расположено вблизи опоры на расстоянии "a" менее $2,5h_0$, значение поперечной силы Q_{b1} , воспринимаемой бетоном, может быть увеличено путем умножения на коэффициент, равный

$$2,5 \frac{a}{h_0}, \text{ но принимается не более } 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0. \text{ Если}$$

нормальное сечение с поперечной силой Q_1 расположено от опоры на расстоянии "a", меньшем h_0 , то значение поперечной силы Q_{sw} , воспринимаемое поперечной арматурой, следует умножать на коэффициент,

$$\text{равный } \frac{a}{h_0}.$$

Поперечную арматуру рекомендовано учитывать в расчете при соблюдении условия

$$q_{sw} \geq 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b, \quad (7)$$

а относительное расстояние между стержнями поперечной арматуры должно удовлетворять условию

$$\frac{S_w}{h_0} \leq \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{Q}, \quad (8)$$

с тем, чтобы была обеспечена прочность по наклонному сечению, проходящему между стержнями поперечной арматуры.

При отсутствии поперечной арматуры расчет производят по приведенным выше формулам, принимая усилия в поперечной арматуре равными нулю.

Таким образом, в отличие от рекомендаций действующих норм расчет производят на основе общей для бетона и поперечной арматуры длины проекции наклонного сечения "C", что создает более простую и универсальную систему расчета. Принимая во внимание это различие, для обеспечения необходимой надежности и приближения к результатам расчета по действующим нормам принято уменьшенное значение коэффициента φ_{b2} и введен понижающий коэффициент φ_{sw} . При этом значение коэффициента φ_{b2} принято единым для элементов с поперечной арматурой и без нее, что также способствует универсальному построению методики расчета.

Наличие продольной сжимающей силы N влияет на величину предельной поперечной силы Q_b , которую может воспринять элемент. Как показывают опыты, поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, с увеличением продольной силы

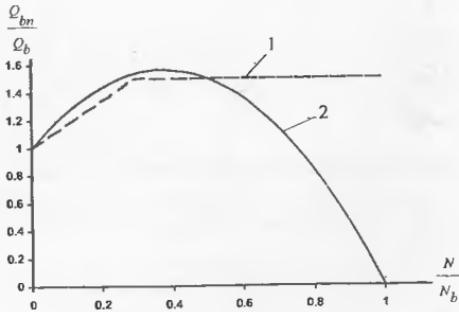


Рис. 2. Зависимость относительной поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, от относительной продольной сжимающей силы
1 — по СНиП, 2 — по формуле (9)

1 — по СНиП, 2 — по формуле (9)

N вначале возрастает, а затем, при больших значениях продольной силы, уменьшается. Исходя из этой закономерности, значение поперечной силы $Q_b = Q_{bn}$ в зависимости от продольной силы N можно уточнять по формуле (рис. 2)

$$Q_{bn} = Q_b \left(1 + 3 \frac{N}{N_b} - 4 \frac{N^2}{N_b^2} \right), \quad (9)$$

где N_b — предельная центрально приложенная сжимающая продольная сила, воспринимаемая бетоном в нормальном сечении,

$$N_b = R_b \cdot A;$$

A — площадь бетона всего нормального сечения.

При наличии продольной растягивающей силы N значение поперечной силы Q_b , воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, уменьшается с увеличением продольной силы N . В этом случае поперечную силу $Q_b = Q_{bn}$ можно уточнять по формуле (рис. 3)

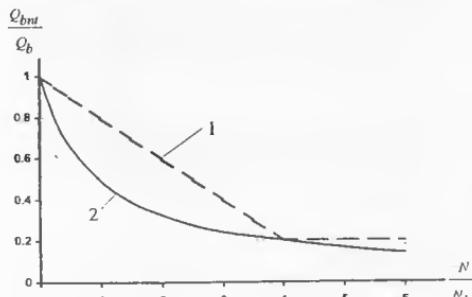


Рис. 3. Зависимость относительной поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, от относительной продольной растягивающей силы
1 — по СНиП; 2 — по формуле (10)

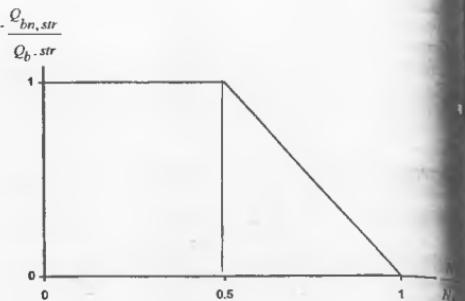


Рис. 4. Зависимость относительной поперечной силы, воспринимаемой бетоном наклонной полосы, от относительной продольной сжимающей силы

$$Q_{bn,str} = Q_b \cdot \frac{1}{1 + \frac{N}{N_{bt}}}, \quad (10)$$

где N_{bt} — предельная центрально приложенная растягивающая продольная сила, воспринимаемая бетоном в нормальном сечении,

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A$$

Значение поперечной силы $Q_{bn,str}$ при расчете по прочности наклонной полосы также зависит от величины продольной сжимающей силы N , уменьшаясь при больших значениях продольной силы N . Исходя из этого, значение $Q_{bn,str} = Q_{bn,str}$ при наличии продольной сжимающей силы N определяют по формулам (рис. 4):

при $N \leq 0,5N_b$

$$Q_{bn,str} \leq \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o;$$

при $N > 0,5N_b$

$$Q_{bn,str} \leq 2 \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o \left(1 - \frac{N}{N_b} \right). \quad (12)$$

Расчет по наклонному сечению на действие моментов производят на основе уравнения равновесия моментов от внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции "С" на продольную ось элемента, относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне. Момент M от внешних сил определяют как сумму моментов от всех внешних сил, расположенных по одному сторону от рассматриваемого наклонного сечения. Моменты от внутренних сил включают момент M_s , воспринимаемый продольной арматурой, и момент M_{sw} , воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающих рассматриваемое наклонное сечение.

Расчет производят из условия (рис. 5)

$$M \leq M_s + M_{sw},$$

где момент M_s определяют по формуле

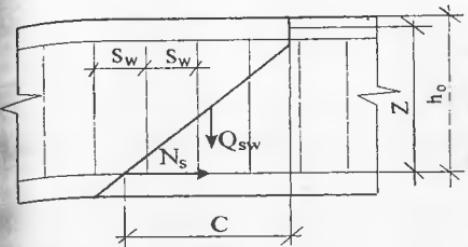


Рис. 5. Схема при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие моментов

$$M_s = N_s \cdot z, \quad (14)$$

а момент M_{sw} – по формуле

$$M_{sw} = 0,5 \cdot Q_{sw} \cdot C. \quad (15)$$

Усилие принимают равным предельному усилию в продольной арматуре $R_s \cdot A_s$, а в случае, когда наклонное сечение пересекает продольную арматуру на длине ее анкеровки равным усилию, действующему в пределах анкеровки арматуры.

Значение z принято равным $0,9h_0$.

Усилие Q_{sw} принимают равным предельному усилию в поперечной арматуре на длине "C": $Q_{sw} = q_{sw} \cdot C$.

Длину проекции наклонного сечения "C" принимают в пределах от h_0 до $2h_0$.

Расчет производят для наклонных сечений, расположенных по длине элемента на его концевых участках и в местах обрыва продольной арматуры при наиболее опасной длине "C", принимаемой в указанных выше пределах. При этом рассматривают наклонные сечения с растягивающим усилием в продольной арматуре как у нижней, так и у верхней граней элемента (например, при двузначной эпюре моментов).

Допускается производить расчет наклонных сечений на действие момента, не рассматривая положение наиболее опасного наклонного сечения, а принимая моменты M и M_s в нормальном сечении на конце наклонного сечения при $C = 2h_0$, а момент M_{sw} равным

$$M_{sw} = 0,5 \cdot q_{sw} \cdot h_0^2.$$

При отсутствии поперечной арматуры расчет наклонных сечений производят, принимая моменты M и M_s в нормальном сечении на конце наклонного сечения при $C = 2h_0$, а момент M_{sw} – равным нулю.

При наклонной поперечной арматуре и отгибах, что в настоящее время достаточно редко встречается на практике, расчет по наклонной полосе производят из условия (1), а расчет по наклонным сечениям на действие поперечных сил и моментов производят из условий (2) и (13), вводя поперечные усилия и моменты, воспринимаемые наклонной арматурой, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение с длиной проекции "C".*

* Окончание статьи см. в следующем номере журнала

ТЕОРИЯ

В.П. ЧИРКОВ, д-р тех. наук, проф., почетный член РААСН, С.А. ЗЕНИН, инж. (МИИТ)

Прогнозирование ширины продолжительного раскрытия трещин изгибающихся элементов с учетом случайных факторов

Факторы, определяющие раскрытие нормальных трещин в железобетонных конструкциях, разнообразны. Можно разделить на 3 группы (см. рисунок): нагрузки и воздействия, внутренние свойства железобетонной конструкции, качество изготовления. Многие из этих факторов имеют случайный характер, что необходимо учитывать в расчетах. С течением времени эксплуатации под воздействием нагрузок и окружающей среды напряженное состояние железобетонной конструкции не остается постоянным, а его изменение отражается на ширине раскрытия трещин от нормальных напряжений. Ширина продолжительного раскрытия a_{crc} согласно нормам не должна превышать предельно допустимой величины a_{crc2}

$$a_{crc} \leq a_{crc2}, \quad (1)$$

$$\text{где } a_{crc} = \frac{\sigma_s}{E_s} c_1 \psi_1; \quad (2)$$

$$c_1 = \delta \eta 20(3,5 - 100 \mu)^{1/3} d. \quad (3)$$

Обозначения в формулах приняты по СНиП 2.03.01-84*. Зависимость (2) по своей структуре подобная известной теоретической формуле, определяющей раскрытие трещин как деформации арматуры на участке между трещинами:

$$a_{crc} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi_s l_{crc}, \quad (4)$$

где ψ_s – коэффициент, учитывающий работу бетона

• контроль качества поступающей катанки, холоднодеформированной арматуры периодического профиля класса A500С и прочности сварных соединений.

В процессе освоения производства разработаны:

• ТУ 14-1-5393-2000 "Прокат холоднодеформированный периодического профиля для армирования железобетонных конструкций"

• ТУ 5865-001-11653082-2002 "Каркасы сварные из арматуры класса

А500С блоков обделки тоннеля "Лефортово".

Библиографический список

1. Bst 500 nach DIN 488 Eine Information der Tempcore – Gruppe. Juni 1986.

2. Красильников Л.А., Красильников С.А. Волочильщик проволоки, Ленинград: "Металлургия" 1977.

3. СТО АСЧМ 7-93 Прокат периодического профиля из арматурной стали Москва, Ассоциация Черметстандарт, 1993.

4. Кугушин А.А. и др. Высокопрочная арматурная сталь. Днепропетровск: "Металлургия", 1986.

5. Европрограмма EN 10080 Steel reinforcement of concrete. – Weldable ribbed reinforcing steel B500 – Technical delivery conditions for bars, coils and welded. – CEN 1995.

6. ГОСТ 30136 Катанка из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия. М.: Издательство стандартов, 1997.

7. ГОСТ 12004 Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. М.: Издательство стандартов, 1996.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

А.С. ЗАЛЕСОВ, Т.А. МУХАМЕДИЕВ, Е.А. ЧИСТЯКОВ, д-ра техн. наук (НИИЖБ)

Расчет прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам¹

Расчет при действии крутящих моментов

Для расчета по прочности железобетонных элементов при действии крутящих моментов принята расчетная модель пространственных сечений, используемая в действующих отечественных нормативных документах. При этом в расчетную методику внесены некоторые корректизы.

При расчете по модели пространственных сечений рассматривают сечение, образованное наклонными отрезками прямых, следующими по трем растянутым граням элемента, и замыкаемое отрезком прямой на четвертой сжатой грани элемента.

В первую очередь производят расчет на действие крутящего момента ("чистое кручение").

Расчет на действие крутящего момента производят по прочности элемента между пространственными сечениями и по прочности пространственных сечений.

Расчет по прочности элемента между пространственными сечениями производят с использованием эмпирической зависимости, полученной из анализа сопротивления бетона между пространственными

сечениями в условиях сложного напряженного состояния. Расчет производят из условия

$$T \leq 0,1 \cdot R_b \cdot b^2 \cdot h, \quad (16)$$

где T - крутящий момент от внешней нагрузки; нормальном сечении элемента;

b и h - соответственно больший и меньшие размеры поперечного сечения элемента.

Расчет по пространственному сечению производят на основе уравнений равновесия всех внутренних и внешних сил относительно оси, расположенной в центре сжатой зоны пространственного сечения элемента. Внутренние моменты включают момент, воспринимаемый продольной арматурой, и момент, воспринимаемый поперечной арматурой, расположенной в растянутой зоне у грани элемента, противоположной сжатой зоне пространственного сечения. При этом рассматривают все положения пространственного сечения, принимая сжатую зону пространственного сечения поочередно у нижней боковой и верхней граней элемента.

Расчет по пространственному сечению на действие крутящего момента (рис.6) производят из условия

$$T \leq T_s + T_{sw}, \quad (17)$$

где T - крутящий момент в пространственном

* Окончание. Начало см. в № 3 — 2002.

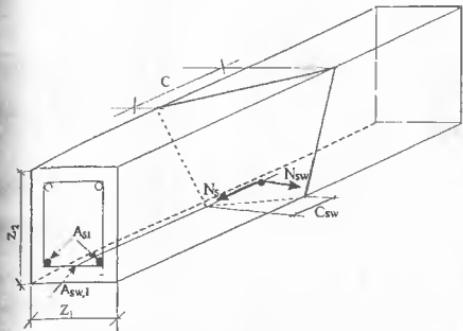


Рис. 6. Схема усилий в пространственном сечении при расчете на действие крутящего момента (растянутая арматура у нижней грани элемента)

сечении, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону пространственного сечения;

T_s - крутящий момент, воспринимаемый арматурой пространственного сечения, расположенной в продольном направлении;

T_{sw} - крутящий момент, воспринимаемый арматурой пространственного сечения, расположенной в поперечном по отношению к продольной оси элемента направлении.

Крутящий момент T_s определяют по формуле

$$T_s = 0,9 \cdot N_s \cdot \frac{Z_1}{C} Z_2, \quad (18)$$

а крутящий момент T_{sw} - по формуле

$$T_{sw} = 0,9 \cdot N_{sw} \cdot Z_2, \quad (19)$$

где N_s - усилие в продольной арматуре

$$N_s = R_s \cdot A_{s1},$$

N_{sw} - усилие в поперечной арматуре

$$N_{sw} = q_{swl} \cdot C_{sw},$$

$$\text{здесь } q_{swl} = \frac{R_{sw} \cdot A_{swl}}{S_w},$$

$$C_{sw} = \delta \cdot C;$$

$$\delta = \frac{Z_1}{2Z_2 + Z_1}.$$

В формулах (18) и (19):

Z_1 - длина стороны поперечного сечения у рассматриваемой растянутой грани элемента;
 Z_2 - длина другой стороны поперечного сечения;
 C - длина проекции сжатой стороны пространственного сечения на продольную ось элемента.

Продольную и поперечную арматуру учитывают в расчете с расчетными сопротивлениями растяже-

нию при соотношении $\frac{q_{swl} \cdot Z_1}{R_s \cdot A_{s1}}$, находящемся в пределах от 0,5 до 1,5.

Расчет производят для ряда пространственных сечений, расположенных по длине элемента, при наиболее опасной длине проекции сжатой стороны пространственного сечения "C" на продольную ось элемента. При этом на длину "C" вводятся дополнительные ограничения

$$C \leq 2Z_2 + Z_1;$$

$$C \leq Z_1 \sqrt{2/\delta}.$$

Допускается не рассматривать различное положение пространственного сечения и производить расчет из условия

$$T_1 \leq T_{swl} + T_{s1}, \quad (20)$$

где T_1 - крутящий момент в нормальном сечении элемента;

T_{swl} - крутящий момент, воспринимаемый поперечной арматурой у рассматриваемой грани элемента и определяемый по формуле

$$T_{swl} = q_{swl} \cdot \delta \cdot Z_1 \cdot Z_2; \quad (21)$$

T_{s1} - крутящий момент, воспринимаемый продольной арматурой у рассматриваемой грани элемента и определяемый по формуле

$$T_{s1} = 0,5 \cdot R_s \cdot A_{s1} \cdot Z_2. \quad (22)$$

В этом случае расчет производят для ряда нормальных сечений по длине элемента для арматуры, расположенной у каждой грани элемента.

Расчет на совместное действие крутящих и изгибающих моментов производят из условия

$$T \leq T_o \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{M}{M_o} \right)^2}, \quad (23)$$

а расчет на совместное действие крутящих моментов и поперечных сил - из условия

$$T \leq T_o \cdot (1 - \frac{Q}{Q_o}), \quad (24)$$

где T_o , M_o и Q_o - предельные значения соответственно крутящего момента, изгибающего момента и поперечной силы, воспринимаемые элементом независимо от действия остальных силовых факторов.

Расчет на местное сжатие

Расчет на местное сжатие производят на основе методики расчета, принятой в действующих отечественных нормах, с введением ряда корректировок, учитывающих рекомендации международных нормативных документов.

Расчет на местное сжатие при отсутствии косвенной арматуры производят из условия

$$N \leq \psi \cdot R_{b,loc} \cdot A_{b,loc}. \quad (25)$$

Расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы определяют по формуле

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b, \quad (26)$$

а коэффициент φ_b - по формуле

$$\varphi_b = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}, \quad (27)$$

но принимают не более 2,5 и не менее 1,0.

В формуле (27):

$A_{b,max}$ - максимальная расчетная площадь, геометрически соответствующая площади приложения сжимающей силы $A_{b,loc}$, имеющая тот же центр тяжести, что и площадь $A_{b,loc}$, и вписанная в границы общей площади железобетонного элемента A_b (рис. 7).

При наличии косвенной арматуры расчетное сопротивление бетона при местном сжатии определяют по формуле

$$R_{bs,loc} = R_{b,loc} + 2 \cdot \varphi_{s,xy} \cdot R_{s,xy} \cdot \mu_{s,xy}, \quad (28)$$

а коэффициент $\varphi_{s,xy}$ определяют по формуле

$$\varphi_{s,xy} = \sqrt{\frac{A_{b,loc,ef}}{A_{b,loc}}}, \quad (29)$$

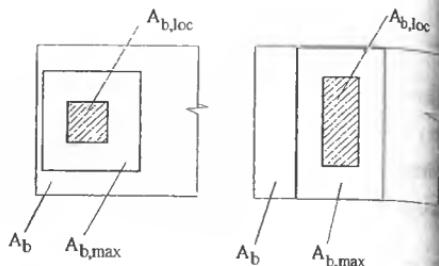


Рис. 7. Схема расчета по прочности железобетонных элементов на местное сжатие

где $A_{b,loc,ef}$ - площадь, заключенная внутри контура косвенной арматуры, принимаемая в формуле не более площади $A_{b,max}$

Расчет на продавливание

Расчет на продавливание в общем случае необходимо производить на совместное действие сосредоточенных в месте приложения нагрузки усилий нормальных сил и моментов.

За основу методики расчета в новых нормах принята расчетная модель, представленная в международных, а также в ряде зарубежных нормативных документах.

При расчете рассматривают поперечное сечение, нормальное к плоскости элемента и расположеноное вокруг контура зоны передачи усилий на элемент на расстоянии $h_0/2$ от него.

Действующие по площади расчетного поперечного сечения касательные усилия от сосредоточенных нормальных силы и момента должны быть все приняты бетоном с сопротивлением растяжения R_{bi} и расположенной по обе стороны от расчетного поперечного сечения на расстоянии $h_0/2$ поперечной арматурой с сопротивлением растяжению R_{sw} .

При действии сосредоточенной силы касательные усилия, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, принимают равномерно распределенными по всей площади расчетного поперечного сечения. При действии момента касательные усилия, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, принимают линейно изменяющимися по длине расчетного поперечного сечения в направлении действия момента с максимальными касательными усилиями противоположного знака у краев

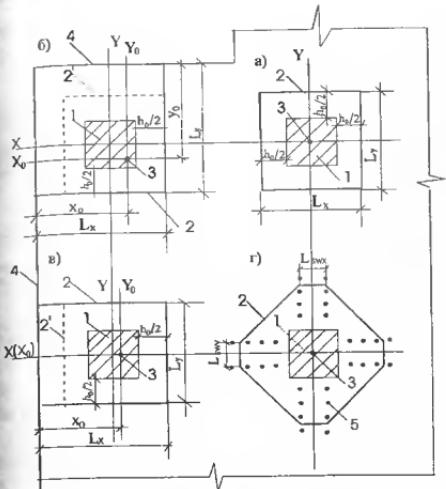


Рис. 8. Схема расчетных контуров поперечного сечения при продавливании

в — площадка приложения нагрузки внутри плоского элемента; б, в — то же, у края плоского элемента; г — при крестообразном расположении поперечной арматуры; 1 — площадь приложения нагрузки; 2 — расчетный контур поперечного сечения; 2' — второй вариант расположения расчетного контура; 3 — центр тяжести расчетного контура; 4 — граница (край) плоского элемента; 5 — поперечная арматура

расчетного поперечного сечения в этом направлении.

Расчетный контур поперечного сечения принимают: при расположении площадки передачи нагрузки вдали от краев плоского элемента — замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки (рис.8а); при расположении площадки передачи нагрузки у края или угла плоского элемента — в двух вариантах: замкнутым, расположенным вокруг площадки передачи нагрузки, и незамкнутым, следующим от краев плоского элемента (рис.8б, в). В этом случае учитывают наименееющую несущую способность, вычисленную для указанных вариантов расположения расчетного контура поперечного сечения.

При расположении поперечной арматуры не равномерно по контуру поперечного сечения, а сосредоточенно у осей площадки передачи нагрузки (крестообразное расположение поперечной арматуры) расчетный контур поперечного сечения принимают расположенным по диагональным линиям, следующим от края установленной поперечной арматуры (рис. 8 г).

При действии момента M в месте приложения сосредоточенной нагрузки половину величины это-

го момента учитывают при расчете на продавливание, а другую половину учитывают при расчете по нормальным сечениям на ширине сечения, включающем ширину площадки передачи нагрузки и высоту сечения по обе стороны от площадки передачи нагрузки.

В общем случае, при действии сосредоточенной нормальной силы F и сосредоточенных моментов M_x и M_y в двух взаимно перпендикулярных направлениях, расчет на продавливание производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1, \quad (30)$$

где $F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$, $M_{by,ult}$ — предельные сосредоточенные сила и моменты, которые могут быть восприняты бетоном при их раздельном действии;

$F_{sw,ult}$, $M_{sw,x,ult}$, $M_{sw,y,ult}$ — предельные сосредоточенные сила и моменты, которые могут быть восприняты поперечной арматурой при их раздельном действии.

Усилие $F_{b,ult}$ определяют по формуле

$$F_{b,ult} = R_{bl} \cdot A_b, \quad (31)$$

где A_b — площадь расчетного поперечного сечения

$$A_b = u \cdot h_o,$$

здесь u — периметр контура расчетного поперечного сечения.

Усилие $F_{sw,ult}$ определяют по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u, \quad (32)$$

где q_{sw} — усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_{sw}}.$$

Предельные моменты $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ определяют по формуле

$$M_{bx(y),ult} = R_{bl} \cdot W_{bx(y)}, \quad (33)$$

где $W_{bx(y)}$ — момент сопротивления расчетного поперечного сечения бетона.

Предельные моменты $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяют по формуле

$$M_{sw,x(y),ult} = q_{sw} \cdot W_{sw,x(y)} , \quad (34)$$

где $W_{sw,x(y)}$ – момент сопротивления сечения поперечной арматуры в расчетном поперечном сечении элемента.

В общем случае момент сопротивления сечения бетона при продавливании $W_{bx(y)}$ определяют по формуле

$$W_{bx(y)} = \frac{I_{bx(y)}}{y(x)_{max}} \cdot h_{ox(y)}, \quad (35)$$

где $I_{bx(y)}$ – момент инерции расчетного контура при единичной его ширине относительно осей X и Y, проходящих через его центр тяжести;

$y(x)_{max}$ – максимальное расстояние от расчетного контура до его центра тяжести.

Положение центра тяжести расчетного контура относительно выбранной оси определяют по формуле

$$x(y)_o = \frac{\sum L_i \cdot x_i(y_i)_o}{\sum L_i}, \quad (36)$$

где L_i – длина отдельного участка расчетного контура;

$x_i(y_i)_o$ – расстояние от центров тяжести отдельных участков расчетного контура до выбранных осей.

Значения моментов сопротивления сечения поперечной арматуры определяют по тем же правилам, что и моменты сопротивления сечения бетона.

А.С.ЗАЛЕСОВ, Т.А. МУХАМЕДИЕВ, Е.А., ЧИСТЯКОВ, доктора техн. наук (НИИЖБ)

Расчет трещиностойкости железобетонных конструкций по новым нормативным документам

Трещиностойкость железобетонных конструкций по новым нормативным документам обеспечивается расчетом по образованию и по раскрытию нормальных и наклонных трещин. Требования по закрытию трещин в новые нормы не включены в силу условности этой оценки и нецелесообразности усложнения общей системы требований к трещиностойкости введением дополнительного промежуточного расчета между расчетами по образованию и раскрытию трещин.

Кроме того следует иметь в виду, что требование, по которому трещины в конструкции не должны образовываться, в качестве предельного состояния предъявляют к достаточно ограниченному кругу железобетонных конструкций, у которых должны быть обеспечены непроницаемость либо повышенная долговечность. В остальных случаях трещиностойкость обеспечивается ограничением ширины раскрытия трещин, а расчет по образованию трещин производят для того, чтобы установить необходимость расчета по раскрытию трещин, необходимость учета трещин при расчете по деформациям, а также для определения некоторых вспомогательных характеристик.

В общем случае расчет по образованию нормальных трещин производят с использованием деформационной модели сплошного сечения, включающей уравнения равновесия, условие деформирования в виде плоского поворота и плоского перемещения сечения (гипотезы плоских сечений) и диаграмм состояния (деформированные) бетона и арматуры при сжатии и растяжении. При этом диаграммы состояния растянутого бетона принимают по форме аналогичными диаграммами состояния сжатого бетона [1], но с соответствующими значениями параметров растянутого бетона — расчетными значениями сопротивления осевому растяжению $R_{bt,ser}$ и значениями относительных деформаций бетона при растяже-

нии ε_{bt0} и ε_{bt2} . Для тяжелого бетона принимают $\varepsilon_{bt0} = 0,0001$ и $\varepsilon_{bt2} = 0,00015$.

Критерием образования трещин при расчете по деформационной модели является достижение относительными деформациями растянутого бетона своих предельных значений $\varepsilon_{bt,ult}$. Предельные относительные деформации растянутого бетона при двузначной эпюре деформаций в нормальном сечении принимают $\varepsilon_{bt,ult} = \varepsilon_{bt2}$, при однозначной равномерной эпюре деформаций (осевое растяжение) — $\varepsilon_{bt,ult} = \varepsilon_{bt0}$, при однозначной неравномерной эпюре — по линейной интерполяции в зависимости от соотношения краевых деформаций в сечении элемента [1].

Расчет по образованию нормальных трещин с использованием деформационной модели следует производить для элементов с поперечными сечениями сложной конфигурации (кольцевых, круглых, несимметричных относительно главных осей и т.п.), по специальным программам

на компьютерной технике. Для элементов с простыми поперечными сечениями (прямоугольными, двутавровыми, тавровыми) в нормах допускается использовать более простые методы расчета.

Расчет по упрощенному методу производят исходя из упругой работы сжатого бетона и упруго-пластической работы растянутого бетона, характеризуемой двухлинейной диаграммой деформирования растянутого бетона по типу диаграммы Прандтля. В этом случае эпюра напряжений в сжатой зоне нормального сечения имеет треугольную форму, а в растянутой зоне — трапециевидную с максимальными напряжениями, равными расчетным значениям сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,ser}$, и с максимальными относительными деформациями $\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{bt,ult}$.

Для изгибаемых элементов значения момента M_{crc} , отвечающего образованию нормальных трещин, определяют по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{red}, \quad (1)$$

где W_{red} — момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна бетона, определяемый по формуле

$$W_{red} = \frac{\left(I_{bo}^{'\prime} + I_{fo}^{'\prime} + I_{fo} + I_{so}^{'\prime} \cdot \alpha + I_{so} \cdot \alpha \right) \cdot \frac{\varepsilon_{bt,ult}}{\varepsilon_{el}} + I_{bo} \cdot 0,5 \left[3 - \left(\frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_{bt,ult}} \right)^2 \right]}{h-x} + \frac{I_{fo}^{'\prime} \cdot h}{h-x}, \quad (2)$$

здесь $I_{bo}^{'\prime}, I_{bo}$ — моменты инерции площадей сечения бетона соответственно сжатой и растянутой зон элементов прямоугольного сечения или ребра элементов таврового и двутаврового сечения относительно нулевой линии

$$I_{bo}^{'\prime} = \frac{b \cdot x^3}{3}; \quad I_{bo} = \frac{b(h-x)^3}{3};$$

$I_{fo}^{'\prime}, I_{fo}$ — моменты инерции площадей сечения бетона свесов полок соответственно сжатых и растянутых относительно нулевой линии

$$I_{fo}^{'\prime} = (b_f - b) \cdot h_f \cdot (x - 0,5 \cdot h_f)^2;$$

$I_{fo} = (b_f - b) \cdot h_f \cdot (h-x - 0,5 \cdot h_f)^2$, I_{so}, I_{so} — моменты инерции площадей сечения арматуры соответственно сжатой и растянутой относительно нулевой линии

$$I_{so}^{'\prime} = A_s(x-a)^2; \quad I_{so} = A_s(h-x-a)^2;$$

x — высота сжатой зоны;
 b_s, b_f — ширина сечения полок соответственно сжатых и растянутых;
 h_s, h_f — высота сечения полок соответственно сжатых и растянутых;
 α — коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

ε_{el} — относительная деформация растянутого бетона

$$\varepsilon_{el} = \frac{R_{bt,ser}}{E_b};$$

$\varepsilon_{bt,ult}$ — предельная относительная деформация растянутого бетона, принимаемая для тяжелого бетона равной 0,00015.

Высоту сжатой зоны x определяют из уравнения

$$2S_{bo} \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_{bt,ult}} \left(1 + 0,5 \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_{bt,ult}} \right) + S_{fo} + S_{so} \cdot \alpha - S'_{fo} - S'_{bo} - S'_{so} \cdot \alpha = 0, \quad (3)$$

где S'_{bo}, S_{bo} — статические моменты площадей сечения бетона соответственно сжатой и растянутой зон элементов прямоугольного сечения или ребра элементов таврового и двутаврового сечений относительно нулевой линии

$$S'_{bo} = \frac{b \cdot x^2}{2}; \quad S_{bo} = \frac{b \cdot (h-x)^2}{2};$$

S'_{fo}, S_{fo} — статические моменты площадей сечения бетона на свесах полок, соответственно сжатых и растянутых, относительно нулевой линии

$$S'_{fo} = (b_f - b) \cdot h_f \cdot (x - 0,5 \cdot h_f);$$

$$S_{fo} = (b_f - b) \cdot h_f \cdot (h - x - 0,5 \cdot h_f);$$

S'_{so}, S_{so} — статические моменты площадей сечения арматуры соответственно сжатой и растянутой относительно нулевой линии

$$S'_{so} = A_s(x - a); \quad S_{so} = A_s(h - x - a).$$

В качестве первого приближения расчет железобетонных конструкций по образованию нормальных трещин допускается производить как для сплошного упругого тела. В этом случае критерием образования трещин является достижение напряжениями σ_{bt} в растянутом бетоне расчетных значений сопротивления бетона осевому расщеплению $R_{bt,ser}$. Момент образования нормальных трещин определяют по формуле (1), а момент сопротивления W_{red} — по формуле

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t}, \quad (4)$$

где I_{red} — момент инерции площади приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести;

y_t — расстояние от наиболее растянутого волокна до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента.

Расчет по образованию трещин в упругой постановке дает результаты более низкие, чем расчет с учетом неупругих деформаций растянутого бетона. С учетом этого обстоятельства может быть принята следующая последовательность использования методов расчета по образованию трещин.

Вначале производят расчет по методике в упругой постановке (как по наиболее простой и осторожной). Если этот расчет показывает, что трещины не образуются, тогда расчет по раскрытию трещин не производят, а расчет по деформациям производят как для сплошного упругого тела. Если же этот расчет показывает, что трещины образуются, то производят дальнейший расчет по раскрытию трещин и по деформациям с учетом трещин. При невыполнении требований по раскрытию трещин или по деформациям производят более точный, но и более сложный расчет по образованию трещин с учетом упруго-пластической работы растянутого бетона. Этот расчет может показать, что трещины не образуются, тогда расчет по раскрытию трещин не требуется, а расчет по деформациям в этом случае производят как для сплошного тела.

Для расчета по раскрытию нормальных трещин в новых нормативных документах взамен эмпирической зависимости действующего СНиП принята методика, основанная на работах В.И.Мурашева [2] и аналогичном подходе, содержащемся в новых международных нормативных документах [3, 4], как более полно отражающая физические закономерности при раскрытии нормальных трещин.

Ширину раскрытия нормальных трещин определяют как произведение средней относительной деформации арматуры ε_{sm} на участке между трещинами и длины этого участка l_s

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} \cdot l_s. \quad (5)$$

Значения средней относительной деформации арматуры ε_{sm} определяют по деформации растянутой арматуры в сечении с трещиной ε_s с помощью известного коэффициента ψ_s , учитывающего работу растянутого бетона между трещинами (см. рисунок)

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \cdot \varepsilon_s. \quad (6)$$

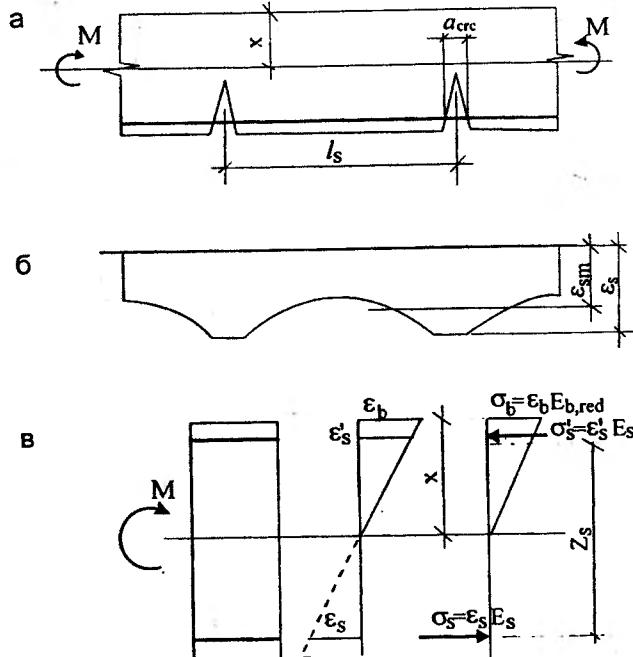


Схема напряженно-деформированного состояния элемента при расчете по раскрытию трещин
 а — изгибаемый элемент; б — эпюра относительных деформаций растянутой арматуры; в — схема деформаций и напряжений в сечении элемента с трещиной

Относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной ε_s может быть выражена через напряжения арматуры в трещине

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}. \quad (7)$$

Для коэффициента ψ_s в новых нормах принято выражение, согласующееся с международными нормативными документами,

$$\psi_s = 1 - \beta \cdot \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}, \quad (8)$$

где $\sigma_{s,crc}$ — напряжение в растянутой арматуре сразу после образования трещин;

β — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,8.

Для изгибаемых элементов коэффициент ψ_s можно определять по формуле

$$\psi_s = 1 - \beta \cdot \frac{M_{crc}}{M}. \quad (9)$$

Из выражений (8) и (9) следует, что в момент образования трещин, когда $\sigma_s = \sigma_{s,crc}$ или $M = M_{crc}$, коэффициент ψ_s имеет наименьшее значение, равное для тяжелого бетона 0,2, а с увеличением напряжений в растянутой арматуре σ_s и момента M его значение приближается к 1,0. Следовательно степень влияния работы растянутого бетона между трещинами на деформации растянутой арматуры на этом участке уменьшается с увеличением напряжений в арматуре в сечении с трещиной, а значения ε_s и ε_{sm} оближаются.

Коэффициент ψ_s существенно влияет на ширину раскрытия нормальных трещин. С уменьшением коэффициента ψ_s ширина раскрытия трещин уменьшается, с увеличением коэффициента ψ_s — увеличивается. В первом приближении коэффициент ψ_s может быть принят равным 1,0, что дает наиболее осторожный результат. Если при этом требование по раскрытию трещин не удовлетворяется, тогда следует перейти к более точному определению коэффициента ψ_s .

Расстояние между трещинами l_s определяют из условия, по которому усилие в растянутом бетоне при образовании трещин должно быть воспринято силами сцепления арматуры и бетона на участке между трещинами.

В конечном итоге базовое (без учета влияния профиля арматуры) значение длины l_s определяют по формуле

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s, \quad (10)$$

где A_{bt} — площадь поперечного сечения растянутого бетона непосредственно перед образованием трещин;

A_s и d_s — площадь поперечного сечения и диаметр растянутой арматуры.

Площадь сечения растянутого бетона определяют в зависимости от высоты растянутой зоны бетона x_f , равной $(h - x)$, где x — высота сжатой зоны бетона, определяемая из уравнения (3).

Для элементов прямоугольного сечения значение A_{bt} можно приближенно принимать равным $0,5 \cdot b \cdot h$.

Из формулы (10) видно, что расстояние между трещинами l_s зависит от степени насыщения растянутой арматурой растянутой зоны сечения, характеризуемой со-

отношением $\frac{A_s}{A_{bt}}$: чем больше это соотношение, тем меньше длина l_s и меньше ширина раскрытия трещин a_{crc} .

Учитывая некоторую идеализированность модели, принятой для определения расстояния между трещинами l_s , в нормах введены дополнительные ограничения для длины l_s с тем, чтобы в расчете не принимать ее значения, выходящие за рамки реальных величин, а также с тем, чтобы конечные результаты по ширине раскрытия трещин имели достаточное согласование с действующим СНиП и международными нормативными документами.

Границные значения длины l_s приняты в абсолютных величинах и в долях диаметра арматуры d_s в виде:

$$100 \text{ мм} \leq l_s \leq 400 \text{ мм};$$

$$10 d_s \leq l_s \leq 40 d_s \text{ мм}.$$

Для учитываемой в расчете площади сечения растянутого бетона A_{bt} также введено ограничение: площадь A_{bt} должна охватывать растянутую арматуру — т.е. растянутая арматура должна находиться внутри площади A_{bt} . В расчетах высоту растянутой зоны принимают не менее 2a.

Входящие в расчетные зависимости значения напряжений арматуры в трещине σ_s и площадь сечения растянутой зоны A_{bt} можно определять в общем случае из расчета по деформационной модели нормального сечения соответственно с трещиной и без трещин (непосредственно перед их образованием). Для простых случаев значение σ_s определяют по упрощенному методу, рассматривая нормальное сечение с трещиной в условно упругой постановке с треугольной эпюорой нормальных напряжений в сжатой зоне бетона, определяемых с учетом неупругих деформаций сжатого бетона путем использования приведенного модуля деформаций сжатого бетона $E_{b,red}$ (см. рисунок).

В этом случае напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной для изгибаемых элементов определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z_s}, \quad (11)$$

где z_s — плечо внутренней пары сил.

Значение высоты сжатой зоны сечения, необходимое для вычисления z_s , определяют с учетом указанных выше предпосылок. Для изгибаемых элементов прямоугольного, двутаврового и таврового поперечных сечений зависимость для определения высоты сжатой зоны в общем случае имеет вид:

$$x = h_o \cdot \left(\sqrt{\mu^2 + \frac{\sum \mu \cdot h}{h_o}} - \mu \right), \quad (12)$$

где $\mu = \mu_f + \alpha_1 \cdot \mu_s + \alpha_1 \cdot \mu_s$;

$$\sum \mu \cdot h = \mu_f \cdot h_f + 2 \cdot \mu_s \cdot \alpha_1 \cdot a + 2 \cdot \mu_s \cdot \alpha_1 \cdot h_o.$$

здесь

$$\mu_f = \frac{A_f}{b \cdot h_o}; \quad \mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_o}; \quad \mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_o};$$

A_f — площадь поперечного сечения сжатых свесов полов шириной $b_f - b$ (для элементов прямоугольного сечения $A_f = 0$);

A_s, A_s' — площадь поперечного сечения арматуры соответственно сжатой и растянутой;
 α_1 — коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{b,red}};$$

$E_{b,red}$ — приведенный модуль деформации сжатого бетона, определяемый по формуле:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}}.$$

Здесь $\varepsilon_{b1,red}$ — относительная деформация бетона, принимаемая для тяжелого бетона равной 0,0015.

Если вычисленная по формуле (12) высота сжатой зоны для двутаврового и таврового сечений $x < h_f$, то расчет производят как для элемента прямоугольного поперечного сечения шириной b_f , принимая в формуле (12)

$$h_f = \mu_f \cdot h_f = 0 \quad \text{и} \quad b = b_f.$$

Для прямоугольных сечений значения z_s допускается приближенно принимать равными $0,8h_o$.

Для элементов прямоугольного поперечного сечения без сжатой арматуры высоту сжатой зоны допускается определять по приближенной формуле

$$x = h_o - \sqrt{m_s \cdot \alpha_1},$$

а плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_o - \frac{1}{3} \cdot x.$$

Анализ результатов расчета показал, что ширина раскрытия нормальных трещин, вычисленная по новым нормативным документам, в среднем на 20% меньше ширины раскрытия трещин по действующему СНиП. Некоторое снижение расчетной ширины раскрытия нормальных трещин в новых нормах является достаточно оправданным, поскольку согласуется с анализом опытных данных и результатами расчета по международным нормам [3]. Кроме того, понижение расчетной величины раскрытия трещин суживает область, где расчет по раскрытию трещин (достаточно условный) является определяющим и наоборот, расширяет область, где определяющим является наиболее важный расчет по прочности.

Для расчета ширины раскрытия наклонных трещин предложена более простая зависимость, учитывающая основные факторы, наиболее существенно влияющие на ширину раскрытия наклонных трещин, и в этом согласующаяся с методикой расчета, принятой в международных нормативных документах. Такими основными факторами являются: относительное расстояние между поперечными

стержнями $\frac{s}{h_o}$ и относительное значение диаметра поперечной арматуры $\frac{d_{sw}}{h_o}$. В результате, расчетная зависимость имеет вид

$$a_{crc} = \psi_{sw} \cdot \frac{\sigma_{sw}}{E_s} \cdot h_o, \quad (14)$$

где ψ_{sw} — коэффициент, определяемый по формуле

$$\psi_{sw} = \frac{S_w}{h_o} + 10 \frac{d_{sw}}{h_o}. \quad (15)$$

Напряжения в поперечной арматуре σ_{sw} определяют, принимая, что поперечная сила, воспринимаемая бетоном, отвечает своему минимальному значению $Q_{b,min} = 0,5 \cdot R_{b,ser} \cdot b \cdot h_o$ и, следовательно, поперечная сила, передаваемая на поперечную арматуру, составляет $Q - Q_{b,min}$. При этом поперечную арматуру, воспринимающую эту поперечную силу, учитывают на длине проекции наклонного сечения $c = h_o$, т.е. равной ее минимальному значению. В результате расчетная зависимость для определения напряжений в поперечной арматуре, нормальной к продольной оси элемента, имеет вид

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b,min}}{\frac{A_{sw}}{S_w} \cdot h_o}. \quad (16)$$

где A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры, расположенной в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение.

Анализ результатов расчета показал, что ширина раскрытия наклонных трещин, вычисленная по предлагаемой зависимости, в целом согласуется с расчетной шириной раскрытия наклонных трещин по действующему СНиП.

Влияние продолжительности действия нагрузки и профиля продольной и поперечной арматуры учитывают как при расчете по раскрытию как нормальных, так и наклонных трещин с помощью единых коэффициентов φ_{s1} и φ_{s2} , вводимых в расчетные зависимости (5) и (14):

φ_{s1} — коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1,0 — при непродолжительном действии нагрузки;
 1,4 — при продолжительном действии нагрузки;

φ_{s2} — коэффициент, учитывающий профиль продольной (в формуле (5)) и поперечной (в формуле (14)) арматуры, принимаемый равным:

0,5 — для арматуры периодического профиля;
 0,8 — для гладкой арматуры.

При наличии кратковременно и длительно действующих нагрузок ширину раскрытия трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3}, \quad (17)$$

где $a_{crc,1}$ — ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$a_{crc,2}$ — ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

$a_{crc,3}$ — ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$, (18)

где $a_{crc,ult}$ — предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Значения предельно допустимой ширины раскрытия трещин $a_{crc,ult}$ разделены на две группы. К первой группе отнесены значения $a_{crc,ult}$, обеспечивающие сохранность арматуры и принимаемые для обычной стержневой арматуры в зависимости от продолжительности раскрытия трещин равными:

0,3 мм — при продолжительном раскрытии трещин ($a_{crc} = a_{crc,1}$);

0,4 мм — при непродолжительном раскрытии трещин (a_{crc} , определяемое по формуле (17)).

Ко второй группе отнесены значения $a_{crc,ult}$, ограничивающие проницаемость железобетонных конструкций и принимаемые в зависимости от продолжительности раскрытия трещин равными:

0,2 мм — при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм — при непродолжительном раскрытии трещин.

Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин для арматуры конструкций, эксплуатируемых при воздействии сильно агрессивной среды, а также для предварительно напряженных конструкций, в которых арматура постоянно находится при воздействии высоких напряжений, принимают пониженными по сравнению с приведенными выше предельными значениями.

Библиографический список

1. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам. — Бетон и железобетон, № 2, 2002 г.
2. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона, М., Машстройиздат, 1950 г.
3. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1: Общие правила и правила проектирования зданий.
4. ЕКБ-ФИП. Модель норм 1990.

А.С.ЗАЛЕСОВ, Т.А.МУХАМЕДИЕВ, Е.А.ЧИСТЯКОВ, доктора техн. наук (НИИЖБ)

Расчет деформаций железобетонных конструкций по новым нормативным документам

Прогибы железобетонных конструкций определяются по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик элементов в сечениях по их длине (кривизн, углов сдвига и т.д.). В тех случаях, когда прогибы железобетонных элементов в основном зависят от изгибных деформаций, прогибы определяют по кривизнам элементов.

Расчет прогибов железобетонных элементов и систем из них производят с учетом неупругих свойств материалов и образования трещин. Неупругие свойства бетона и наличие трещин учитывают на основе деформационной модели или упрощенным способом.

Расчет прогибов статически неопределеных систем производят численными методами строительной механики.

Расчет прогибов отдельных железобетонных элементов без трещин производят по общим правилам строительной механики, принимая кривизну изменяющейся пропорционально значениям изгибающего момента. Например, для свободно опертых или консольных изгибаемых стержневых элементов постоянного сечения по их длине максимальный прогиб определяют по формуле

$$f = s \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} \quad (1)$$

где s – коэффициент, зависящий от расчетной схемы элемента и вида нагрузки, определяемый по правилам строительной

механики; $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ – полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяют прогиб.

Для изгибаемых элементов постоянного по длине элемента сечения, имеющих трещины, прогибы вычисляют как для элемента с переменным сечением (с переменной жесткостью по длине элемента). Допускается на каждом участке элемента, в пределах которого изгибающий момент не меняет знак, кривизну вычислять для наиболее напряженного сечения, а для остальных сечений такого участка принимать ее изменяющейся пропорционально значениям изгибающего момента.

Допускается определять максимальный прогиб свободно опертых и консольных стержневых элементов в стадии их работы с трещинами по формуле (1), в которой значение кривизны вычисляют в сечении с наибольшим изгибающим моментом с учетом наличия трещин в растянутой зоне сечения.

Полную кривизну железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил определяют по формулам:

- для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2; \quad (2)$$

- для участков с трещинами в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3. \quad (3)$$

В формуле (2):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1, \left(\frac{1}{r}\right)_2 - кривизны, соответственно, от непротяжительного действия кратковременных нагрузок и продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.$$

В формуле (3):

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, при которой определяется прогиб;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - кривизна от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

В общем случае для элементов с различной формой поперечного сечения, с различным расположением арматуры в сечении, при внешних воздействиях различного направления (косой изгиб, косое внецентренное сжатие и т.п.) значения кривизн в формулах (2) и (3) определяют по неупругой деформационной модели из решения системы уравнений (19) ... (21), представленных в /1/.

Неупругие свойства бетона и арматуры, а также образование трещин учитывают на основе диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры, рассмотренных в /1/, /2/. При этом для определения кривизн от непродолжительного действия нагрузки в расчете используют диаграммы кратковременного деформирования бетона, а для определения кривизн от продолжительного действия нагрузки - диаграммы длительного деформирования бетона. Значения параметров базовых точек диаграмм принимают в соответствии с установленными в нормах для предельных состояний второй группы характеристиками материалов с учетом влияния на них продолжительности действия нагрузки. Физические соотношения для расчета представлены в /1/. За момент образования нормальной трещины в i -ом участке поперечного сечения элемента принимают момент достижения относительными деформациями растяжения на уровне центра тяжести i -го участка бетона их предельных значений. После образования нормальной трещины коэффициент упругости i -го стержня арматуры, пересекающего трещину, определяют с учетом влияния работы растянутого бетона на участке между смежными нормальными трещинами.

Этот фактор учитывают в расчетных зависимостях посредством коэффициента ψ_s . Для этого жесткостные коэффициенты общей системы уравнений (19) ... (21), представленной в /1/, при расчете по деформациям определяют с учетом образования трещин по формулам:

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi}^2 \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj}^2 \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} +$$

$$+ \sum_i A_{si} \cdot Z_{sxi}^2 \cdot E_{si} \cdot v_{smi}; \quad (4)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi}^2 \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj}^2 \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} +$$

$$+ \sum_i A_{si} \cdot Z_{syi}^2 \cdot E_{si} \cdot v_{smi}; \quad (5)$$

$$D_{12} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot v_{bi} +$$

$$+ \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} +$$

$$+ \sum_i A_{si} \cdot Z_{sxi} \cdot Z_{syi} \cdot E_{si} \cdot v_{smi}; \quad (6)$$

$$D_{13} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} +$$

$$+ \sum_i A_{si} \cdot Z_{sxi} \cdot E_{si} \cdot v_{smi}; \quad (7)$$

$$D_{23} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} +$$

$$+ \sum_i A_{si} \cdot Z_{syi} \cdot E_{si} \cdot v_{smi}; \quad (8)$$

$$D_{33} = \sum_i A_{bi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} +$$

$$+ \sum_i A_{si} \cdot E_{si} \cdot v_{smi}, \quad (9)$$

где параметры арматуры с индексом " Sj " относятся к арматурным стержням, не пересекающим нормальную трещину, с индексом " si " - к стержням, пересекающим трещину, а остальные обозначения пояснены в /1/.

Коэффициенты упругости арматурных стержней в зависимостях (4)...(9) определяют по формулам:

$$\nu_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}}, \quad \nu_{smi} = \frac{\sigma_{si}}{E_{si} \cdot \varepsilon_{si} \cdot \psi_{si}}. \quad (10)$$

Для арматуры с физическим пределом текучести, когда напряжения σ_s не достигают значений $R_{s,ser}$, коэффициенты упругости соответственно равны

$$\nu_{sj} = 1,0; \quad \nu_{smi} = \frac{1}{\psi_{si}}. \quad (11)$$

Зависимости для вычисления коэффициента ψ_s представлены в /2/.

В новых нормативных документах допускается

производить расчет прочности железобетонных элементов и по упрощенной методике. При этом рекомендованная методика имеет принципиальное отличие от методики расчета деформаций действующего СНиП. Такое различие обусловлено тем, что в новых СНиП и Своде Правил в отличие от действующего СНиП за основу принятая деформационная модель, распространяющаяся на расчет железобетонных элементов по предельным состояниям первой и второй групп с единичными методологическими позициями и включающая уравнения равновесия, гипотезу плоских сечений и полные диаграммы состояния арматуры и бетона, учитывающие как упругую, так и неупругую работу материалов. Очевидно, что упрощенная методика должна строиться путем упрощения общей методики расчета по деформационной модели.

Расчет по деформациям, относящийся к расчету по предельным состояниям второй группы, производят на действие пониженных расчетных значений внешней нагрузки, равных нормативным значениям, с использованием повышенных расчетных значений характеристик бетона и арматуры, равных их нормативным значениям.

В результате напряжения в арматуре и бетоне при расчете железобетонных конструкций по деформациям, как правило, остаются ниже предельных расчетных значений. Если принять это условие (а такое условие было принято и в действующем СНиП), то для расчета по деформациям может быть принят только первый, линейный участок диаграммы состояния бетона с пониженным приведенным модулем упругости, учитывающим неупругие деформации бетона. В результате деформационная модель приводится к условно-упругой модели, и расчет по деформациям можно выполнять в упрощенной условно-упругой постановке по общим правилам сопротивления материалов, учитывая неупругие свойства бетона с помощью приведенных модулей упругости. При этом в расчет вводится жесткость железобетонного элемента, идентичная по своей общей структуре для железобетонных элементов с трещинами и без трещин, используемая в методах расчета сопротивления материалов и строительной механики.

В результате приведенная в новых нормативных документах упрощенная методика расчета по деформациям имеет существенные преимущества по сравнению с методикой расчета, принятой в действующем СНиП. В отличие от методики действующего СНиП, в которой отказ от гипотезы плоских сечений привел к необходимости использовать целый ряд достаточно условных и сложных эмпирических выражений, она базируется на общих правилах сопротивления материалов и строительной механики.

Кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_i$ ($i=1, 2, 3$) железобетонных элементов в формулах (2) и (3) от действия соответствующих нагрузок определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M_i}{D}, \quad (12)$$

где M_i - изгибающий момент от соответствующей внешней нагрузки (с учетом момента от продольной силы N) относительно оси, нормальной плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента; D - изгибная жесткость поперечного сечения элемента, определяемая с учетом неупругих свойств бетона и наличия или отсутствия трещин.

По упрощенной методике изгибную жесткость определяют по формуле

$$D = E_{b1} \cdot I_{red}, \quad (13)$$

где E_{b1} - модуль деформации бетона; I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения элемента.

Значение модуля деформации E_{b1} и момента инерции I_{red} определяют в зависимости от наличия или отсутствия трещин в растянутой зоне элемента и от продолжительности действия нагрузки.

Расчет по образованию нормальных трещин произведен в [2].

Для элементов без трещин в растянутой зоне значения модуля деформации E_{b1} определяют по формулам:

при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0,85 \cdot E_b; \quad (14)$$

при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}. \quad (15)$$

Здесь $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести, принимаемый по представленной в нормативном документе таблице.

Значения момента инерции приведенного поперечного сечения I_{red} для элементов без трещин в растянутой зоне определяют по формуле

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha + I_s' \cdot \alpha', \quad (16)$$

где I - момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента; I_s, I_s' - моменты инерции площадей сечения, соответственно растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента

$$I_s = A_s \cdot (h_o - y_c)^2, \quad (17)$$

$$I_s' = A_s' \cdot (y_c - a')^2, \quad (18)$$

α - коэффициент приведения арматуры к бетону;

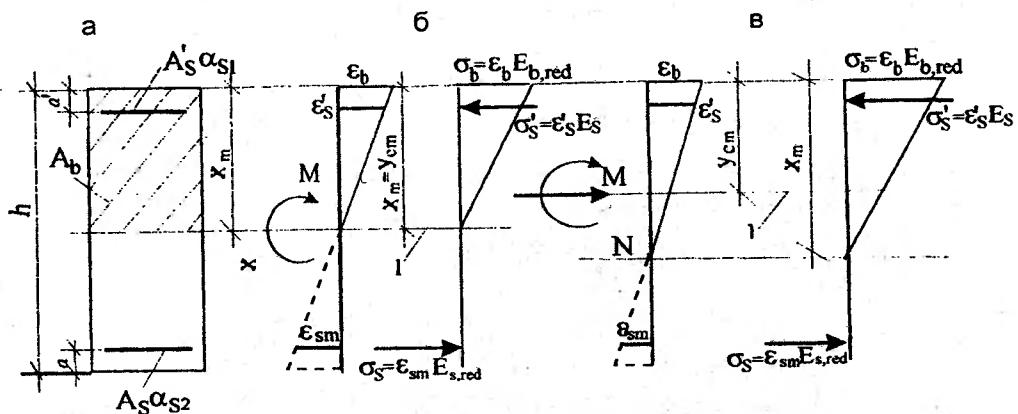
$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}}, \quad (19)$$

y_c - расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента.

Жесткость железобетонных элементов на участках с трещинами в растянутой зоне определяют с учетом следующих положений:

- сечения после деформирования остаются плоскими;

- напряжения в бетоне сжатой зоны определяют на основе представленной в [1] двухлинейной диаграммы его деформирования при сжатии;



Приведенное поперечное сечение (а) и схема напряженно-деформированного состояния элемента с трещинами для расчета его по деформациям при действии изгибающего момента (б), изгибающего момента и продольной силы (в)
1 — уровень центра тяжести приведенного без учета растянутой зоны бетона поперечного сечения

- работа растянутого бетона в сечении с нормальной трещиной не учитывается;
- работа растянутого бетона на участке между смежными нормальными трещинами учитывается посредством коэффициента ψ_s .

С учетом принятых положений для участков элемента с трещинами в формуле (13) значения модуля деформации бетона E_{b1} принимают равными значениям приведенного модуля деформации бетона $E_{b,red}$, отвечающего двухлинейной диаграмме состояния (деформирования) сжатого бетона и определяемого по формуле

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}}, \quad (20)$$

где $\varepsilon_{b1,red}$ - относительная деформация сжатого бетона, принимаемая для тяжелого бетона равной:

- 0,0015 - при непродолжительном действии нагрузки;
- 0,003 - при продолжительном действии нагрузки (при средней влажности окружающей среды).

Значения момента инерции приведенного поперечного сечения I_{red} для элементов с трещинами в растянутой зоне и с сосредоточенной у граней элементов арматурой определяют по формуле

$$I_{red} = I_b + I_s \cdot \alpha_{s2} + I'_s \cdot \alpha_{s1}, \quad (21)$$

где I_s, I'_s - моменты инерции площадей сечения соответственно растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения, определяемые по формулам (17) и (18), принимая в них вместо y_c значение y_{cm} , равное расстоянию от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения (рисунок); I_s - момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения железобетонного элемента; α_{s1}, α_{s2} - коэффициенты приведения арматуры соответственно сжатой и растянутой к бетону.

Момент инерции I_b для железобетонных элементов прямоугольного, двутаврового и таврового

(со сжатой полкой) поперечных сечений определяют по формуле

$$I_b = \frac{b \cdot x_m^3}{12} \left[1 + 12 \left(\frac{y_{cm}}{x_m} - 0,5 \right)^2 \right] + \frac{(b_f - b) \cdot (h_f)^3}{12} \left[1 + 12 \left(\frac{y_{cm}}{h_f} - 0,5 \right)^2 \right], \quad (22)$$

где x_m - средняя высота сжатой зоны бетона, определяемая с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами.

Для изгибаемых железобетонных элементов $y_{cm} = x_m$. В этом случае формула (22) примет вид

$$I_b = \frac{b \cdot x_m^3}{12} + \frac{(b_f - b) \cdot (h_f)^3}{12} \left[1 + 12 \left(\frac{x_m}{h_f} - 0,5 \right)^2 \right], \quad (23)$$

а для элементов прямоугольного поперечного сечения

$$I_b = \frac{b \cdot x_m^3}{3}. \quad (24)$$

При $x_m \leq h_f$ в формулах (22) и (23) принимают $b = b_f$, а для изгибаемых элементов значение I_b определяют по формуле (24) при $b = b_f$.

Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону определяют по формулам:

- для сжатой арматуры

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}; \quad (25)$$

- для растянутой арматуры

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}}, \quad (26)$$

здесь $E_{s,red}$ - приведенный модуль деформации рас-

тянутой арматуры, определяемый с учетом влияния работы растянутого бетона на участке между трещинами

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s}. \quad (27)$$

В нормах допускается принимать $\psi_s = 1$. Если при этом требования по ограничению прогиба конструкции не выполняются, то расчет уточняется с учетом значений коэффициента ψ_s , вычисленных по зависимостям /2/.

Значения $E_{b,red}$ в формулах (25) и (26) принимают по формуле (20) с учетом продолжительности действия нагрузки при определении соответствующих значений кривизн в формуле (3).

Среднюю высоту сжатой зоны x_m для железобетонных элементов прямоугольного, таврового (со сжатой полкой) и двутаврового поперечных сечений при действии изгибающего момента M и продольной силы N определяют из уравнения

$$m \cdot x_m^3 + n \cdot x_m^2 + k \cdot x_m + f = 0. \quad (28)$$

где коэффициенты уравнения вычисляют по формулам:

$$m = \frac{N \cdot b}{3}; \quad (29)$$

$$n = M \cdot b - N \cdot b \cdot h_o; \quad (30)$$

- для поперечного сечения прямоугольной формы

$$k = 2(A_s \cdot \alpha_{s2} + A_s' \cdot \alpha_{s1})M - 2A_s \cdot \alpha_{s2}(h_o - a')N; \quad (31)$$

$$f = 2A_s \cdot \alpha_{s2} \cdot a' \cdot (h_o - a') \cdot N - 2 \cdot (A_s' \cdot \alpha_{s1} \cdot a' + A_s \cdot \alpha_{s2} \cdot h_o) \cdot M; \quad (32)$$

- для поперечного сечения тавровой (двутавровой) формы

$$k = 2(A_s \cdot \alpha_{s2} + A_s' \cdot \alpha_{s1} + A_f') \cdot M - 2[A_s \cdot \alpha_{s2}(h_o - a') - A_f'(h_o - 0,5h_f')] \cdot N; \quad (33)$$

$$f = [2A_s \cdot \alpha_{s2} \cdot a'(h_o - a') - A_f' \cdot h_f'(0,5h_f' - h_o)]N - [2(A_s' \cdot \alpha_{s1} \cdot a' + A_s \cdot \alpha_{s2} \cdot h_o) + A_f' \cdot h_f']M. \quad (34)$$

Здесь A_f' - площадь поперечного сечения свесов сжатых полок

$$A_f' = (b_f' - b) \cdot h_f'. \quad (35)$$

В формулах (29)...(34) значения продольной силы N принимают со знаком "плюс", если она сжимающая, и со знаком "минус"-если она растягивающая.

Если вычисленная из уравнения (28) высота сжатой зоны элементов таврового или двутаврового поперечного сечения будет меньше или равна высоте сжатой полки, то расчет производят как для элементов прямоугольного поперечного сечения с шириной сечения, равной ширине сжатой полки.

Для железобетонных элементов, в которых по расчету образуются трещины, в нормах допускается определять значение высоты сжатой зоны x_m при дей-

ствии изгибающего момента и продольной силы по приближенной формуле

$$x_m = x_{m1} \pm \frac{I_{red}}{A_{red}} \cdot \frac{N}{M}, \quad (36)$$

при этом принимая $0 \leq x_m \leq h$,

где x_{m1} - высота сжатой зоны элемента от действия изгибающего момента, определяемая по формулам (38)...(41); I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести, определяемый для полного сечения элемента без учета трещин по формулам (14)...(19); A_{red} - площадь приведенного поперечного сечения

$$A_{red} = A + A_s \cdot \alpha + A_s' \cdot \alpha' \quad (37)$$

В формуле (36) знак "плюс" принимают при сжимающей, а знак "минус" - при растягивающей продольной силе.

Для изгибаемых элементов зависимость для определения высоты сжатой зоны принимает вид:

$$x_m = h_o \cdot \left(\sqrt{\mu^2 + \frac{\mu \cdot h}{h_o}} - \mu \right), \quad (38)$$

где

$$\mu = \mu_f + \alpha_{s1} \cdot \mu_s + \alpha_{s2} \cdot \mu_s, \quad (39)$$

$$\mu \cdot h = \mu_f \cdot h_f + 2\mu_s \cdot \alpha_{s1} \cdot a' + 2\mu_s \cdot \alpha_{s2} \cdot h_o. \quad (40)$$

$$\mu_f = \frac{A_f'}{b \cdot h_o}; \quad \mu_s = \frac{A_s'}{b \cdot h_o}; \quad \mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_o}. \quad (41)$$

Если вычисленная по формуле (38) высота сжатой зоны элементов таврового или двутаврового поперечного сечения будет меньше или равна высоте сжатой полки, то расчет производят как для элементов прямоугольного поперечного сечения с шириной сечения, равной ширине сжатой полки, а в зависимостях (39), (40) принимают $\mu_f = 0$.

Для элементов прямоугольного сечения без сжатой арматуры зависимость (38) для определения высоты сжатой зоны принимает вид

$$x_m = h_o \left(\sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2})^2 + 2\mu_s \cdot \alpha_{s2} - \mu_s \cdot \alpha_{s2}} \right). \quad (42)$$

Анализ результатов расчета прогибов для массивных конструкций показал, что прогибы, вычисленные по новым нормативным документам, в среднем на 20% меньше прогибов, вычисленных по действующему СНиП, что в целом согласуется с анализом опытных данных.

Библиографический список

1. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам//Бетон и железобетон. — № 2. — 2002.
2. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет трещиностойкости железобетонных конструкций по новым нормативным документам//Бетон и железобетон. — № 3. — 2002.

А.И.ЗВЕЗДОВ, А.С.ЗАЛЕСОВ, Т.А.МУХАМЕДИЕВ, Е.А.ЧИСТЯКОВ, доктора техн.наук (НИИЖБ)

Конструктивные требования к железобетонным конструкциям в новых нормативных документах

Основные принципы назначения конструктивных требований, обеспечивающих требуемую надежность проектируемых конструкций, сформулированы в новых нормативных документах для случаев, когда:

- расчетом не представляется возможным точно и определенно полностью гарантировать сопротивление конструкции внешним нагрузкам и воздействиям;
- расчеты могут выполняться только в рамках определенных граничных конструктивных условий;
- технология возведения и изготовления конструкций может быть обеспечена при определенных конструктивных условиях.

В новых нормативных документах сформулированы конкретные результаты, которые должны обеспечиваться выполнением требований к геометрическим размерам конструкций, к защитному слою бетона, к минимальным и максимальным расстояниям между стержнями арматуры, к относительному содержанию арматуры, к анкеровке и соединениям арматуры, к защите конструкций от неблагоприятного влияния внешней среды.

Выполнение требований к геометрическим размерам должно обеспечивать:

- надежную анкеровку арматуры;
- совместную работу арматуры с бетоном;
- достаточную жесткость конструкции;
- возможность качественного бетонирования конструкции.

Выполнение требований к минимальным расстояниям между стержнями арматуры должно обеспечивать:

- совместную работу арматуры с бетоном;
- надежные анкеровку и стыковку арматуры;
- возможность качественного бетонирования конструкции.

Выполнение требований к защитному слою бетона должно обеспечивать:

- защиту арматуры от внешних воздействий;
- совместную работу арматуры с бетоном;
- возможность анкеровки и стыковки арматуры;
- возможность качественного бетонирования конструкции.

Выполнение требований к максимальным расстояниям между стержнями арматуры должно обеспечивать:

- эффективное вовлечение в работу бетона;
- равномерное распределение напряжений в сечении элемента;
- ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры.

Выполнение требований к относительному содержанию арматуры в железобетонном элементе должно обеспечивать работу элемента с учетом арматуры.

Выполнение требований к анкеровке и соединениям арматуры должно обеспечивать:

- восприятие усилий в арматуре в рассматриваемом сечении;
- передачу усилий от одного соединяемого (стыкуемого) стержня к другому.

Выполнение требований к защите конструкции от внешних воздействий должно обеспечивать их долговечность и коррозионную стойкость конструкций, находящихся в условиях сильно агрессивных сред.

В новых нормативных документах минимальное относительное содержание продольной арматуры увеличено до значения 0,1% - в отличие от значения 0,05% по действующему СНиП. Это вызвано необходимостью повысить надежность железобетонных конструкций, так как принятые в действующем СНиП минимальное значение со-

держания продольной арматуры является заниженным и существенно меньше значений, принятых во всех зарубежных и международных нормах. Следует также отметить, что минимальное значение относительного количества продольной арматуры выявляется из расчета по деформационной модели в тех случаях, когда в предельном состоянии элемента по прочности относительные деформации в продольной растянутой арматуре достигают своих предельных значений ранее, чем деформации сжатого бетона и возникает опасность разрушения элемента от разрыва арматуры.

Установлены общие правила для назначения максимального расстояния между стержнями рабочей продольной арматуры в различных элементах:

в балках и плитах:

- не более 200 мм при высоте поперечного сечения h до 150 мм;
- не более $1,5h$ и 400 мм при высоте поперечного сечения h более 150 мм;

в стенах:

- не более $2t$ и 400 мм (t - толщина стены) для вертикальной арматуры;
- не более 400 мм для горизонтальной арматуры.

В новых нормативных документах откорректированы правила установки поперечной арматуры в зависимости от типа элемента и восприятия им по расчету поперечной силы.

В любых железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, шаг поперечной арматуры установлен не более $0,5 h_0$ и не более 300 мм.

В сплошных плитах, в часторебристых плитах высотой менее 300 мм, а также в балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участках

элемента, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру допущено не устанавливать.

В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более на участках элемента, где поперечная сила воспринимается только бетоном, принято требование устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $0,75 h_0$ и не более 500 мм.

В новых нормативных документах с учетом международного опыта проектирования существенно усовершенствована методика определения длины анкеровки арматуры и длины соединения арматуры внахлестку без сварки.

Базовую длину анкеровки арматуры определяют из условия, по которому предельное усилие, воспринимаемое арматурой в рассматриваемом сечении, должно быть уравновешено силами сцепления арматуры с бетоном по длине анкеровки. Исходя из этого условия базовую длину анкеровки арматуры определяют по формуле

$$l_{o,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s}, \quad (1)$$

где R_{bond} - расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки арматуры; A_s и u_s - соответственно площадь поперечного сечения и периметр сечения анкеруемого арматурного стержня.

Выражая значения A_s и u_s через номинальный диаметр анкеруемого стержня d_s , получим

$$l_{o,an} = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{R_s}{R_{bond}}. \quad (2)$$

Расчетное сопротивление сцепления зависит от профиля арматуры, ее диаметра, прочности бетона на растяжение и выражается формулой

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}, \quad (3)$$

где η_1 - коэффициент, учитывающий влияние профиля арматуры; η_2 - коэффициент, учитывающий влияние диаметра арматуры.

В настоящее время применяют арматуру с тремя видами профиля:

- гладкую (обязательно с крючками, петлями или с приваренными поперечными стержнями на концах);
- периодического кольцевого

профиля (ранее применялась в основном);

- периодического серповидного профиля (распространенная в настоящее время).

Гладкая арматура имеет наименьшее сцепление с бетоном и для нее коэффициент η_1 принят равным 1,5.

Арматура периодического профиля по сравнению с гладкой имеет значительно более высокое сцепление с бетоном. При этом более слабый с точки зрения относительной площади смятия ребер серповидный профиль имеет более низкое сцепление с бетоном по сравнению с кольцевым профилем (примерно на 30 %). Однако в новых нормах для упрощения принятая единичная величина сопротивления сцепления для арматуры с кольцевым и серповидным профилем. С учетом того, что в перспективе ожидается выпуск арматуры в основном с наиболее распространенным в мировой практике серповидным периодическим профилем и для обеспечения надежности анкеровки арматуры в новых нормативных документах эта величина ориентирована на относительно более слабый серповидный профиль. При этом значение сопротивления сцепления принято таким образом, чтобы длина зоны анкеровки была близка к среднему значению между значениями длины зоны анкеровки по действующему СНиП и по ориентированным на серповидный профиль международным нормативным документам. Исходя из вышеизложенного, в элементах изтяжелого бетона коэффициент η_1 для арматуры периодического профиля принят равным 2,5. В результате базовая длина анкеровки арматуры по новым нормативным документам превышает длину анкеровки по действующему СНиП на 20 %, оставаясь все-таки ниже принятой в международных нормативных документах в среднем на 30 %.

При больших диаметрах арматуры сопротивление сцепления с бетоном несколько снижается. Этот фактор учитывается посредством коэффициента η_2 , который для диаметров арматуры до 32 мм включительно принимают равным 1,0, а более 32 мм - равным 0,9.

Фактическая длина анкеровки арматуры может быть уменьшена по

сравнению с базовой в том случае, когда фактическая площадь сечения установленной арматуры превышает требуемую по расчету, т.е. когда напряжения в арматуре будут ниже ее расчетных сопротивлений. Кроме того, фактическую длину анкеровки допускается принимать меньше базовой при применении различных анкерующих устройств (загиба концов арматуры периодического профиля, установки или приварки поперечной арматуры на длине анкеровки, учета обжатия бетона в пределах анкеровки арматуры и т.д.). Требуемую фактическую длину анкеровки определяют по формуле

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{o,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \quad (4)$$

где $A_{s,cal}$ и $A_{s,ef}$ - площадь сечения анкеруемой арматуры соответственно требуемой по расчету и фактически установленной; α - коэффициент, учитывающий влияние дополнительных анкерующих устройств и напряженного состояния арматуры.

При анкеровке арматуры периодического профиля с прямыми концами (прямая анкеровка), а также гладких стержней с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств коэффициент α для растянутой арматуры принят равным 1,0, а для сжатой арматуры - несколько пониженным и равным 0,75.

При устройстве дополнительных анкерующих устройств уменьшение длины анкеровки принимают не более, чем на 30 %.

Кроме того, в любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее 0,3 базовой, не менее 15 d_s и не менее 200 мм.

Исходя из принятой методики расчета длины анкеровки можно также определять усилие, воспринимаемое анкеруемой арматурой, в зависимости от длины l_s заведения ее в бетон относительно рассматриваемого сечения

$$N_s = \frac{R_{bond} \cdot l_s \cdot u_s}{\alpha} \leq R_s \cdot A_s. \quad (5)$$

Базовую и фактическую требуемую длины перепуска стыкуемой арматуры внахлестку без сварки принимают аналогичными соответствующим значениям анкеровки арматуры по формулам (1) и (4). Однако при этом учитывают худшие условия передачи усилий с

одного арматурного стержня на другой по сравнению с передачей усилий с анкеруемой арматурой на бетон.

В связи с этим длину перепуска арматуры периодического профиля с прямыми концами или гладких стержней с крюками и петлями принимают увеличенной по сравнению с длиной анкеровки на 20% и соответственно значение коэффициента α в формуле (4) для растянутой арматуры принято равным 1,2, а для сжатой - равным 0,9. При этом должны быть соблюдены дополнительные условия (такие же, как в действующих нормативных документах):

- относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей арматуры периодического профиля должно быть не более 50%, гладкой арматуры (с крюками или петлями) - не более 25%;

- усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой, поставленной в пределах стыка, должно быть не менее половины усилия, воспринимаемого стыкуемой в одном расчетном сечении элемента растянутой рабочей арматурой;

- расстояние между стыкуемыми рабочими стержнями арматуры должно составлять не более $4 d_s$;

- расстояние между соседними стыками внахлестку (по ширине железобетонного элемента) должно быть не менее $2 d_s$ и не менее 30 мм.

В качестве одного расчетного сечения элемента, рассматриваемого для определения относительного количества стыкуемой арматуры в одном сечении, принимают участок элемента вдоль стыкуемой арматуры длиной $1,3 l_t$, где l_t - требуемая длина нахлестки. Считается, что стыки арматуры расположены в одном расчетном сечении, если центры этих стыков (нахлесток) находятся в пределах длины этого участка.

Допускается увеличивать относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей арматуры до 100%, принимая значения коэффициента α в формуле (4) равным 2,0 - для растянутой арматуры и 1,5 - для сжатой арматуры. При относительном количестве стыкуемой в одном рас-

четном сечении арматуры периодического профиля более 50% и гладкой арматуры более 25% значения коэффициента α определяют по линейной интерполяции.

По причинам, указанным при рассмотрении длины анкеровки, значения длины соединения арматуры внахлестку по новым нормативным документам при одинаковых условиях также превышают длину нахлестки по действующему СНиП на 20...30%, но они значительно ниже (на 30% и более) ее значений, вычисляемых по международным нормативным документам.

При наличии дополнительных анкерующих устройств на концах стыкуемых стержней (приварки поперечной арматуры, загиба концов стыкуемых стержней периодического профиля и др.) длина перепуска стыкуемых стержней может быть уменьшена, но не более чем на 30%.

В любом случае фактическая длина перепуска принимается не менее $0,4 \alpha$ базовой длины перепуска, определяемой по формуле (1), не менее $20 d_s$ и не менее 250 мм.