

Д.Н. Лазовский

**УСИЛЕНИЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ
ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ
СТРОИТЕЛЬНЫХ
СООРУЖЕНИЙ**

НОВОПОЛОЦК

**Полоцкий государственный университет
1998**

УДК 624.012.45:599.376

Печатается по решению Ученого Совета Полоцкого государственного университета от 29.05.1998 года

Рецензенты:

д-р технических наук, профессор кафедры "Строительная механика" Белорусской государственной политехнической академии, главный научный сотрудник института БелНИИС Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь *П.В. Алядин*;
кафедра "Железобетонные и каменные конструкции" Белорусской государственной политехнической академии

Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. -Новополоцк: Изд-во Полоцкого гос. ун-та, 1998.- 240 с.: ил. - ISBN 985-418-039-5

Изложен метод расчета усиленных железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений как составных физически нелинейных стержневых конструкций при действиях кратковременной и длительной нагрузки по первой и второй группам предельных состояний, учитывающий предысторию работы каждой составной части усиленной конструкции, независимо от их количества и момента времени их соединения, дефекты изготовления и повреждения, полученные при эксплуатации, различные физико-механические и реологические характеристики материалов частей усиленной конструкции, напряженно-деформированное состояние частей составной конструкции при их соединении. Приводятся результаты экспериментальных исследований, подтверждающих правильность принятых гипотез.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

ISBN 985-418-039-5

© Д.Н. Лазовский, 1998

© Изд-во ПГУ, 1998

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие.....	4
Введение.....	5
Г л а в а 1. Существующие методы оценки состояния, усиления и расчета железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений.....	7
1.1. Основные методы оценки состояния железобетонных конструкций.....	7
1.2. Методы усиления железобетонных конструкций.....	13
1.3. Методы расчета усиления.....	36
Г л а в а 2. Напряженно-деформированное состояние нормального сечения эксплуатируемого железобетонного элемента.....	45
2.1. Уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения железобетонного элемента.....	45
2.2. Диаграммы деформирования бетона и арматуры при кратковременном нагружении и разгрузке.....	53
2.3. Учет работ растянутой зоны между трещинами и неравномерности деформаций бетона сжатой зоны.....	61
2.4. Учет усадки и ползучести бетона.....	64
2.5. Учет нарушения сцепления арматуры с бетоном.....	78
Г л а в а 3. Напряженно-деформированное состояние нормального сечения усиленного железобетонного элемента.....	86
3.1. Уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения железобетонного элемента, усиленного увеличением поперечного сечения.....	86
3.2. Расчет прочности контактного шва.....	111
3.3. Расчет конструкций, усиленных повышением степени внутренней статической неопределенности.....	120
3.4. Расчет усиления железобетонных элементов с недостаточной анкеровкой рабочей арматуры.....	129
3.5. Расчет конструкций, усиленных повышением степени внешней статической неопределенности.....	133
Г л а в а 4. Расчет усиленных железобетонных конструкций по второй группе предельных состояний.....	141
4.1. Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента.....	141
4.2. Расчет по деформациям.....	151
Г л а в а 5. Экспериментальные исследования методов усиления железобетонных конструкций.....	154
5.1. Экспериментальное исследование железобетонных конструкций, усиленных увеличением поперечного сечения в растянутой зоне.....	154
5.2. Экспериментальное исследование железобетонных конструкций, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне.....	169
5.3. Экспериментальное исследование железобетонных конструкций с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном.....	190
5.4. Экспериментальное исследование прочности контактного шва при усилении железобетонных конструкций.....	203
5.5. Экспериментальное исследование железобетонных конструкций, восстановленных после разрушения.....	224
ВЫВОДЫ.....	231
Список литературы.....	233

ПРЕДИСЛОВИЕ

Современный период развития экономики республики характерен малым притоком инвестиций в строительство. Вместе с тем объем работ по реконструкции зданий и сооружений постоянно увеличивается. Многолетний опыт эксплуатации строительных объектов в республике показал, что часто приходится прибегать к усилению конструкций не только в связи с перепрофилированием и изменением технологических нагрузок, но и в связи с повреждениями несущих конструкций, возникших в процессе неудовлетворительной эксплуатации строительных сооружений.

Как показал многолетний опыт, действующие нормативные документы по проектированию железобетонных конструкций в ряде случаев не обеспечивают требуемую долговечность зданий и сооружений. Это в первую очередь касается строительных объектов химической, горнодобывающей, пищевой промышленности и сельского хозяйства.

Кроме того, раздел норм по проектированию усиления железобетонных конструкций декларирует только отдельные положения, которые явно недостаточны для проектировщиков и ученых, работающих в этой области.

В монографии автор впервые смог комплексно рассмотреть все аспекты проблемы: от разработки различных методов усиления, оценки технического состояния железобетонных конструкций с учетом истории их работы, дефектов и повреждений, полученных в процессе изготовления и эксплуатации, до разработки методики расчета усиленных конструкций по первой и второй группам предельных состояний на основе деформационной модели. Деформационная расчетная модель в случае усиления железобетонных конструкций дает хорошую сходимость с опытами.

Ценность монографии заключается еще и в том, что на протяжении многих лет автор все свои теоретические предложения проверил экспериментально, проведя большое количество испытаний железобетонных конструкций, усиленных различными методами.

Многие из лично предложенных автором методов усиления железобетонных конструкций успешно внедрены в практику строительства.

Монография будет полезна для проектировщиков и ученых, работающих в области усиления железобетонных конструкций.

*Заслуженный деятель науки Республики Беларусь,
профессор, доктор технических наук
Т.М. Цецольд*

ВВЕДЕНИЕ

Проблема реконструкции зданий и сооружений в настоящее время имеет первостепенное значение. Это связано с необходимостью внедрения новых технологий, обновления производства, влекущего за собой изменение нагрузок на элементы, условий эксплуатации и функционального назначения.

В результате экономических реформ изменился инвестиционный процесс. С переходом на хозяйственный расчет и самофинансирование произошел перенос центра тяжести с нового строительства на реконструкцию действующих промышленных предприятий. Окупаемость капитальных вложений в реконструкцию промышленных предприятий происходит в 2-3 раза быстрее, чем при строительстве новых.

Обновление производства предполагает реконструкцию зданий и сооружений, которая является составной частью общей реконструкции действующих предприятий. Внедрение новых технологий, установка дополнительного оборудования приводит к увеличению и изменению характера и места приложения действующих нагрузок, изменению расчетных схем по сравнению с проектными, что, в ряде случаев, требует предварительного усиления конструкций.

К реконструкции зданий и сооружений прибегают также в связи с необходимостью восстановления физически изношенных отдельных элементов, частей зданий и сооружений, что вызывает переход конструкций в состояние, отличное от проектного, и требует их усиления.

Реконструкции подлежат и гражданские здания, среди которых доля "возрастных" объектов растет опережающими темпами. Необходимость обеспечения жильем требует не только повышения темпов жилищного строительства, но и реконструкции старых капитальных жилых и общественных зданий, в ряде случаев, с перестройкой и усилением конструкций.

Кроме того, в процессе строительства и эксплуатации имеют место случаи аварийного состояния и обрушения отдельных конструкций, частей зданий и целых сооружений.

Железобетонные конструкции вследствие многих положительных свойств (долговечность, огнестойкость, стойкость против атмосферных воздействий, малые эксплуатационные расходы и др.) являются наиболее распространенными в строительстве.

В существующих нормативных документах Республики Беларусь, близкого и далекого зарубежья в области расчета и проектирования железобетонных конструкций не уделяется должного внимания проблеме оценки состояния и проектирования усиления эксплуатируемых конструкций. Имеющиеся многочисленные ре-

комендательные документы посвящены, в основном, конструированию усиления железобетонных конструкций.

Дополнение действующих СНиП 2.03.01-84* главой 6* "Указания по расчету и конструированию железобетонных конструкций при реконструкции зданий и сооружений" позволило снять ряд вопросов, связанных с расчетом прочности железобетонных конструкций при реконструкции строительных сооружений, и положило начало созданию нормативной базы по оценке состояния и проектированию усиления железобетонных конструкций. При несомненной практической ценности приводимые в нем указания не имеют строгого теоретического и экспериментального обоснования и отличаются от расчета неусиленных конструкций лишь уточняющими эмпирическими коэффициентами. Они не учитывают в полном объеме влияние всех факторов на состояние железобетонной конструкции, специфику работы усиленных железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений.

Важное место в решении вопросов проектирования усиления железобетонных конструкций занимает проблема дальнейшего совершенствования теории сопротивления железобетона применительно к усиленным конструкциям. Все более широкое развитие и внедрение в проектирование строительных объектов находит деформационная модель расчетных сечений с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры, позволяющая выяснить истинное напряженно-деформированное состояние и выявить резервы несущей способности конструкции. Однако проблема сопротивления железобетонных элементов эксплуатируемых строительных сооружений при их усилении, учета фактического напряженно-деформированного состояния конструкции перед усилением остается нерешенной.

Принципиальной оказывается работа железобетонных конструкций, усиленных под нагрузкой, при их разгрузке, различном возрасте, физико-механических и реологических характеристиках бетонов усиливаемого и усиливающего элемента конструкции, в ряде случаев, при полном или частичном отсутствии сцепления основной и дополнительной арматуры с бетоном, при действии усадки дополнительного бетона, наличии податливости контактного шва сопряжения элементов усиления с усиливаемой конструкцией.

В силу нерешенности проблемы сопротивления железобетонных элементов эксплуатируемых строительных сооружений при их усилении в проектной практике используются весьма приближенные методы расчета, что в условиях их массового применения при реконструкции и многообразия методов усиления при-

водит к значительному перерасходу материалов или недостаточной надежности усиленных конструкций.

В данной монографии приведены основные результаты исследований, проводимых автором в период с 1985 года. В экспериментальных исследованиях под руководством автора принимали участие студенты-дипломники А.В. Авдопка, Д.С. Боровков, К.К. Голубев, С.Н. Дук, А.В. Лакотко, В.В. Лобачевский, Н.Н. Нестеренко, Аягуан Ниндаба, аспиранты Али Халед и Э. Чапаранганда.

Автор искренне благодарен заслуженному деятелю науки Республики Беларусь, доктору технических наук, профессору Т.М. Пецольду за неоценимую помощь в проведении научных исследований и подготовке монографии, доктору технических наук, профессору П.В. Алявдину, преподавателям и сотрудникам кафедры "Железобетонные и каменные конструкции" Белорусской государственной политехнической академии за ценные замечания по улучшению содержания монографии.

Глава 1

СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ ОЦЕНКИ СОСТОЯНИЯ, УСИЛЕНИЯ И РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

1.1. Основные методы оценки состояния железобетонных конструкций

Влияние внешней среды, неблагоприятных физико-геологических процессов, высокотемпературного нагрева при пожаре, нарушения нормальных условий эксплуатации, увеличение по сравнению с проектной нагрузок, а также недоработки на стадии проектирования и строительства вызывают переход эксплуатируемых конструкций зданий и сооружений в состояние, отличное от проектного.

В новом состоянии конструкции могут не удовлетворять предъявляемым требованиям по несущей способности, по жесткости или по трещиностойкости и долговечности.

Известные в настоящее время методы оценки состояния эксплуатируемых железобетонных конструкций отличаются значительным многообразием [117, 147]. Условно, исходя из критериев оценки состояния конструкций, их можно разделить на две группы :

- методы, основанные на детерминированном подходе;
- методы, основанные на вероятностном подходе.

В настоящее время методы, основанные на детерминированном подходе, получили наибольшее распространение. На основе этого подхода построены действующие нормативные документы. В этих методах содержится оценка запаса конструкции, который определяется расчетным путем на основе условно фиксированных значений фактических данных, собранных с конкретной конструкции (выявленные дефекты и повреждения, внешние нагрузки и воздействия, физико-механические характеристики материалов, измеряемые деформации и напряжения).

К группе методов оценки состояния конструкций, основанных на детерминированном подходе, относятся:

- экспертный метод;
- экспериментальный метод.

Экспертный метод - самый распространенный. Он заключается в детальном обследовании и поверочных расчетах эксплуатируемых железобетонных конструкций. В процессе детального обследования выявляются дефекты и повреждения конструкции, определяются прочность бетона, вид и прочностные свойства арматуры, геометрические размеры, армирование и толщина защитного слоя бетона, ширина раскрытия трещин в бетоне, прогиб конструкции, степень коррозии арматуры, закладных деталей и сварных швов узловых соединений, фактические нагрузки и эксплуатационные воздействия, уточняются расчетные схемы. При обследовании используются, как правило, неразрушающие методы контроля прочности материалов. Поверочные расчеты конструкций выполняются на основе полученной информации в соответствии с действующими нормативными документами. По результатам проведенных расчетов устанавливается вероятная схема разрушения конструкции, возможность ее дальнейшей эксплуатации и необходимость усиления.

Условно возможное состояние железобетонных конструкций разделяется на категории [69, 70, 132] или степени повреждения [123]. Исходя из этого выбираются методы восстановления и усиления железобетонных конструкций.

Так, I категория состояния свидетельствует об отсутствии необходимости в ремонтно-восстановительных работах, II - о необходимости восстановления защитных свойств бетона по отношению к арматуре (штукатурка сколов, инъецирование трещин, окраска и т.д.), III - о необходимости усиления при отсутствии угрозы безопасности работающих, IV - о необходимости выполнения страховочных мероприятий (разгрузка, временные крепления и т.д.) до начала работ по усилению. Применительно к расчетной оценке категории состояния имеют следующее содержание: I - конструкция удовлетворяет предъявляемым к ней требованиям по несущей способности, жесткости и трещиностойкости. Долговеч-

ность конструкции по сравнению с проектной не снижена. II - конструкция удовлетворяет предъявляемым к ней требованиям по несущей способности и жесткости. Долговечность конструкции снижена III - конструкция не удовлетворяет предъявляемым к ней требованиям по несущей способности или жесткости. Отсутствует угроза опасности для работающих. IV - конструкция не удовлетворяет предъявляемым к ней требованиям по несущей способности. Существует угроза безопасности работающих.

Критерием запаса по несущей способности является коэффициент $\eta = P/P_u$, (где P - действующее усилие или нагрузка, P_u - предельное значение усилия или нагрузки), который не должен быть менее коэффициента безопасности C по [41]. Значение коэффициента η , меньшее чем C' [70] свидетельствует об аварийности конструкции (IV категория состояния). Допускаемый прогиб и ширина раскрытия трещин определяются по действующим нормам. Долговечность железобетонных конструкций характеризуется толщиной, состоянием защитного слоя бетона и арматуры с учетом условий эксплуатации. Алгоритм расчетной оценки состояния железобетонных конструкций (рис.1.1) позволяет автоматизировать процесс обработки результатов обследования.

Такой метод оценки состояния является, безусловно, точным для конкретно обследованных конструкций. Его точность определяется точностью приборов, опытом экспертов, проводящих обследование, уровнем развития теории железобетона, позволяющим при выполнении поверочных расчетов эксплуатируемых конструкций моделировать их напряженно-деформированное состояние.

Для конструкций, расчетно-теоретические основы которых разработаны недостаточно, а также в случаях особо ответственных конструкций проводятся натурные испытания пробной нагрузкой. Величина испытательной нагрузки, как правило, принимается в пределах расчетной. При испытании фиксируется прогиб и ширина раскрытия трещин, которые сопоставляются с нормируемыми значениями и полученными из расчета. В случаях, когда фактическая схема близка к расчетной, принимаются критерии, регламентируемые [41]. Выполнение требований жесткости и трещиностойкости при соответствии фактического армирования и прочности бетона проектным требованиям свидетельствует о том, что удовлетворяются и требования прочности.

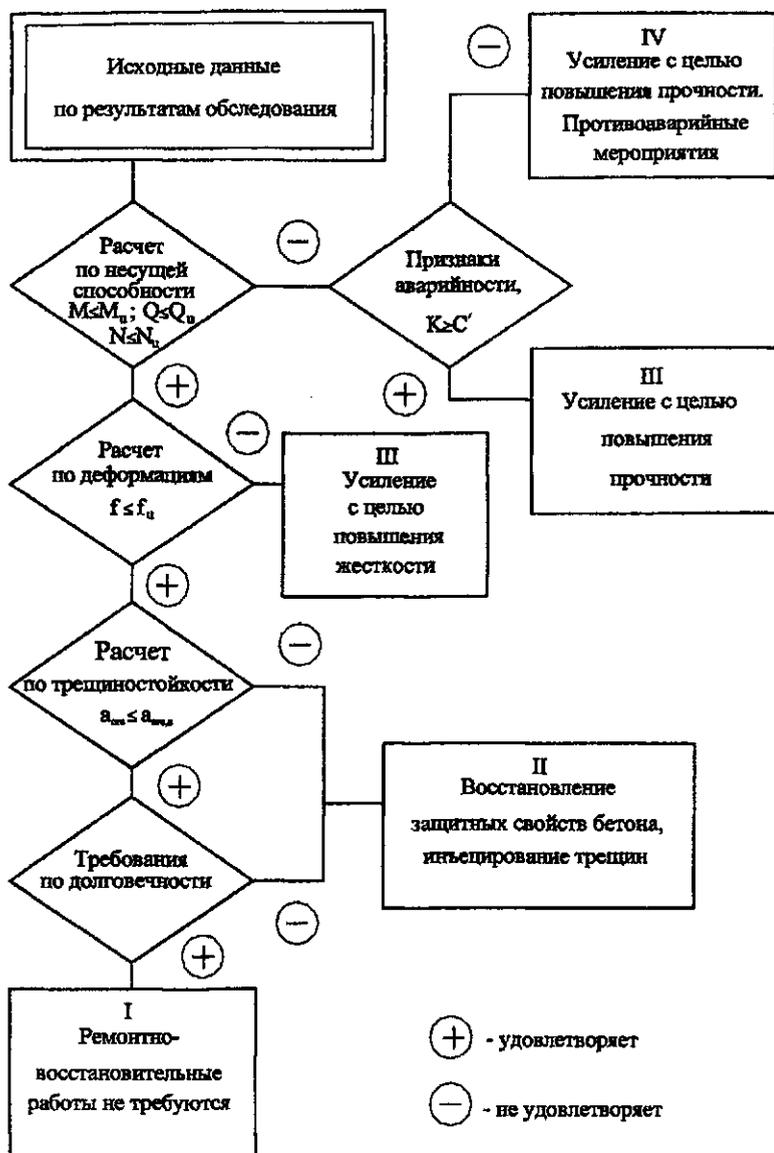


Рис.1.1. Алгоритм оценки состояния эксплуатируемых железобетонных конструкций

Одним из разновидностей экспертного метода оценки состояния является *балльный* метод. Он позволяет косвенно на основе визуального осмотра с применением классификаторов дефектов и повреждений произвести оценку их состояния в баллах. Классификаторы дефектов и повреждений разработаны для наиболее распространенных видов железобетонных конструкций и связывают количество баллов с величиной и степенью опасности дефектов и повреждений [122].

Такой метод упрощает оценку состояния эксплуатируемых конструкций, но снижает ее достоверность.

Экспериментальный метод - получил развитие в последнее время. Он базируется на известных методах определения напряженно-деформированного состояния элементов строительных конструкций: поляризационно-оптическом, методе голографической интерферометрии, импульсно-акустическом, акустической эмиссии, тензометрическом методе и методе прямого измерения напряжений. Основным критерием пригодности перечисленных методов является пропорциональность напряжению получаемой при измерении величины.

Поляризационно-оптический метод исследования напряжений строительных конструкций основан на свойстве прозрачных изотропных материалов становиться при деформировании оптически анизотропными (стекло, пластмасса, органическое стекло, целлулоид, желатин, эпоксидная смола). При этом исследовании проводятся на прозрачных моделях или конструкциях, поверхность которых покрыта тонким слоем прозрачного оптически активного материала. Использование метода позволяет найти разность главных напряжений ($\sigma_1 - \sigma_2$), угол наклона главных площадок и максимальные касательные напряжения $\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_2) / 2$. Разделение напряжений производится по результатам дополнительных экспериментов или применения дифференциальных уравнений.

Метод голографической интерферометрии позволяет регистрировать перемещения исследуемой конструкции в любой точке и получать картину деформирования в целом. Метод основан на интерференции световых волн от конструкции при приложении нагрузки и ее исходного образа. При использовании мощных лазеров и высокоскоростных съёмочных камер метод позволяет фиксировать деформации конструкции при динамических нагрузках.

Импульсно-акустический метод основывается на использовании функциональной связи между напряжением и скоростью продольных и поперечных ультразвуковых волн в бетоне.

Метод акустической эмиссии использует явление возникновения акустических волн в конструкции при пластическом деформировании и при возникновении трещин.

Исследования акустической эмиссии бетона показывает увеличение числа импульсов эмиссии с увеличением уровня напряжений. При использовании метода на поверхности исследуемой конструкции устанавливается ряд приемников, регистрирующих моменты прихода импульсов и их значения в процессе ее эксплуатации или нагружения. Регистрируя скорость движения волн эмиссии, можно обнаруживать опасные дефекты и прогнозировать работоспособность конструкции.

Тензометрический метод заключается в определении напряжений по измеренным деформациям в соответствии с классической зависимостью $\sigma = \varepsilon \cdot E$. Широко используется при испытании конструкций после полной разгрузки. Метод имеет существенные погрешности из-за неучета пластических деформаций, а также деформаций усадки и ползучести. Известны случаи применения метода для определения напряжений в бетоне эксплуатируемых конструкций при местной разгрузке материала путем устройства вблизи тензорезистора, наклеенного на поверхность нагруженной конструкции, прорези в бетоне и измерения деформации ε [65].

Метод *прямого измерения напряжений* основан на автоматическом получении информации о напряженно-деформированном состоянии конструкции посредством измерения напряжений или деформаций датчиками, закладываемыми в бетон при изготовлении конструкции.

По результатам определения состояния конструкции методами, основанными на детерминированном подходе, устанавливается уровень напряженного состояния конструкции и разрабатываются конкретные рекомендации по условиям эксплуатации, ремонта, усилению или замене.

Сущность методов, основанных на вероятностном подходе, заключается в статистической обработке материалов выборочных обследований и вероятностной оценке результатов каждого последующего отдельного наблюдения [117, 131]. Оценка состояния конструкций производится на основе стохастической связи какого-либо параметра конструкции (например, ширины раскрытия трещин) с изменением напряженного состояния, которая подтверждается достаточным количеством исследований. Применение методов позволяет сократить объем обследований, выявить зоны, где возможно произошло снижение несущей способности. Степень снижения несущей способности определяется методами первой группы.

Развитие вычислительной техники позволило в настоящее время создавать методы *прогнозирования* состояния на основе вероятностных математических моделей поведения конструкций [117]. Методы основываются на стохастическом рассмотрении свойств конструкций и внешних воздействий и позволяют автоматизировать обработку информации о конструкциях с учетом их дефектов и повреждений, оценку состояния и составление прогноза. Для практической реализации методов требуется проведение специальных экспериментально-теоретических исследований по оценке степени влияния дефектов и повреждений на свойства конструкций, требуется накопление статистической информации о свойствах конструкций, характере изменения их во времени в различных условиях.

1.2. Методы усиления железобетонных конструкций

Усиление железобетонных конструкций имеет, по сравнению с другими видами конструкций (металлическими, деревянными), специфические особенности, связанные со сложностью обеспечения совместной работы бетона эксплуатируемой конструкции с новым бетоном при увеличении поперечного сечения, и сложностью увеличения сечения арматуры из-за ее скрытости.

При проектировании усиления эксплуатируемых конструкций в конкретных условиях метод выбирают после стадии оценки состояния, в результате которой устанавливается вероятная схема разрушения конструкции (слабая зона). Целесообразно классифицировать методы усиления железобетонных конструкций исходя из схемы их разрушения. В общем случае разрушение изгибаемых, внецентренно (центрально) сжатых и растянутых элементов происходит по растянутой, сжатой зонам или в зоне среза от действия поперечных сил, по пространственному сечению от действия крутящего момента, местного смятия, отрыва и продавливания. Поэтому эффективно усиливать наиболее слабую зону железобетонных конструкций.

Усиление растянутой зоны конструкций производится увеличением площади поперечного сечения рабочей арматуры: путем установки дополнительной арматуры с приваркой к рабочей арматуре конструкций и последующим обетонированием (рис.1.2); путем приклеивания в растянутой зоне конструкций (рис.1.3).

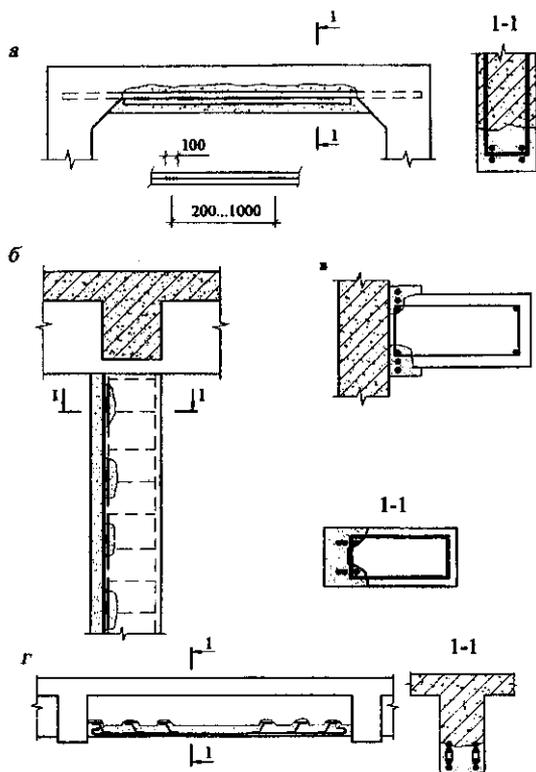


Рис. 1.2. Усиление растянутой зоны конструкций приваркой дополнительной арматуры:

а – нахлесточным соединением; **б** – посредством коротышей со стороны растянутой зоны; **в** – посредством коротышей со стороны бокового защитного слоя; **г** – с помощью скоб

Приварка дополнительной растянутой арматуры к существующей арматуре усиливаемой конструкции в зависимости от состояния и толщины защитного слоя, а также возможности увеличения размеров поперечного сечения производится: непосредственно нахлесточным соединением с отбивкой защитного слоя по длине дополнительной арматуры (рис. 1.2, а); с помощью коротышей диаметром, превышающим толщину защитного слоя (рис. 1.2, б, в,); с помощью скоб (рис.1.2, г). После установки в проектное положение дополнительная арматура обетонируется.

При обеспечении совместной работы дополнительной арматуры и усиливаемой конструкции приклеиванием с помощью полимеррастворов (рис.1.3) дополнительная листовая и профильная

арматура размещается на поверхности, а стержневая - в специально подготовленных пазах или в слое полимерраствора. Кроме того, дополнительная рабочая арматура может быть размещена в сборных железобетонных элементах усиления, приклеиваемых к растянутой зоне конструкции. В случае воздействия агрессивных сред, учитывая высокие защитные свойства полимеррастворов, целесообразно одновременно выполнять покрытия на поверхности усиливаемой конструкции. Стальные листы защищаются огнезащитными и антикоррозионными составами.

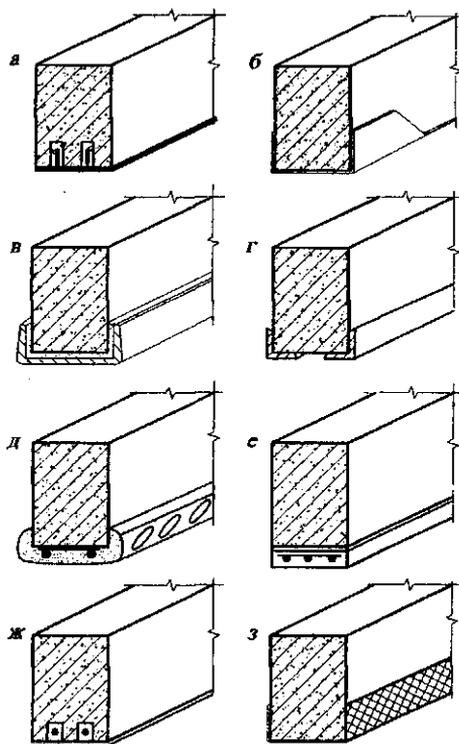


Рис. 1.3. Усиление растянутой зоны конструкций приклеиванием: а - листовой арматуры с вертикальными анкерами; б - листовой арматуры с дополнительными анкерными пластинами; в, г - прокатных профилей; д - листовой арматуры с выштампованными рифами; е - железобетонного элемента; ж - в пазах стержневой арматуры; з - оклеечного стеклопластика

Дополнительная арматура в растянутой зоне устанавливается по всей длине конструкции или на расчетную длину в соответствии с эпюрой внутренних усилий.

Для повышения эффективности анкеровки дополнительной листовой арматуры применяются анкеры связи в виде отрезков стержневой арматуры периодического профиля, приваренные к листу и заанкеренные на полимеррастворе в отверстиях, предварительно высверленных в бетоне, или стальных листов, приклеенных по боковым граням усиливаемой конструкции.

Усиление сжатой зоны железобетонных конструкций производится увеличением их поперечного сечения, установкой дополнительной сжатой арматуры, ограничением поперечных деформаций.

Совместная работа старого и нового бетона при увеличении поперечного сечения усиливаемой конструкции достигается устройством в старом бетоне открытых пазов, насечки или дополнительных поперечными арматурными стержнями, соединенными с арматурой усиливаемой конструкции.

Совместная работа дополнительной сжатой арматуры с усиливаемой конструкцией обеспечивается приваркой к существующей арматуре; приклеиванием к бетону сжатой зоны.

Увеличение поперечного сечения сжатой зоны усиливаемой конструкции производится путем устройства наращивания, рубашек, обойм [124].

Наращивание выполняется со стороны одной или двух граней усиливаемой конструкции (рис.1.4). Применяется для усиления сжатой зоны плитных конструкций, крайних и угловых колонн зданий.

Рубашка устраивается с трех сторон усиливаемой конструкции, когда отсутствует возможность охватить поперечное сечение со всех четырех сторон (крайние колонны, балки монолитного перекрытия, продольные ребра ребристых плит и т.п.). При устройстве рубашек следует обеспечивать анкеровку дополнительной поперечной арматуры со свободным концом путем ее приварки к арматуре усиливаемой конструкции или заанкериванием с помощью продольных стержней (рис.1.5).

Железобетонные обоймы охватывают поперечное сечение усиливаемой конструкции со всех четырех сторон (рис.1.6). Эффективны для конструкций с малыми эксцентриситетами приложения сжимающих сил.

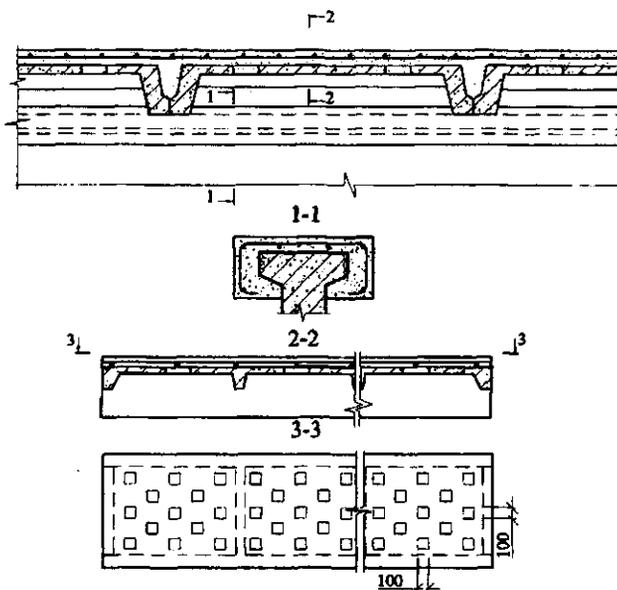


Рис. 1.4. Усиление сжатой зоны балок и плит наращиванием

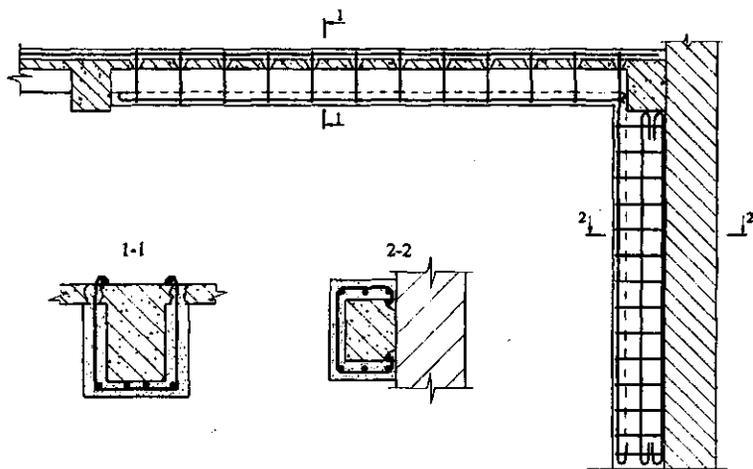


Рис. 1.5. Усиление монолитной балки и колонны железобетонной рубашкой

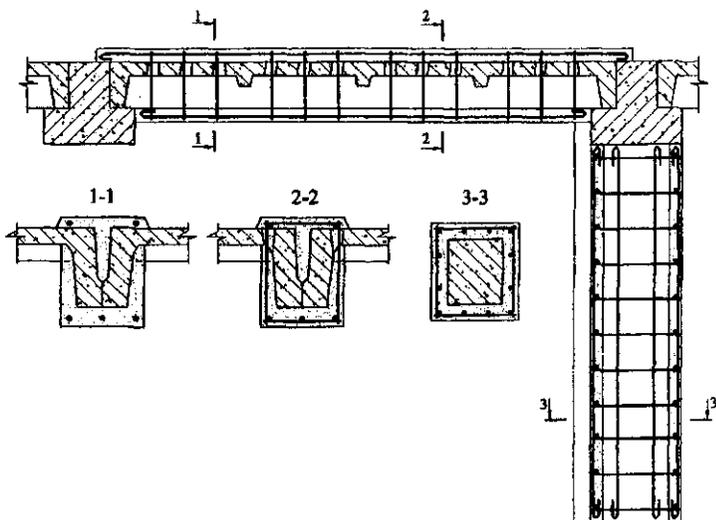


Рис. 1.6. Усиление монолитной балки и колонны железобетонной обоймой

Усиление сжатых конструкций путем *ограничения поперечных деформаций* при $\xi > \xi_R$ производится установкой предварительно напряженной косвенной спиральной или кольцевой арматуры. Усиление косвенной арматурой при $\xi \leq \xi_R$ малоэффективно.

Шаг навивки спиралей или шаг колец принимается не более $1/5$ диаметра сечения элемента и не более 100 мм. Спирали и кольца должны охватывать всю рабочую продольную арматуру.

Перед выполнением спиральной обмотки или монтажом кольцевой арматуры по граням или углам сжатых конструкций устанавливаются дополнительные бетонные (рис.1.7, а) или стальные (рис.1.7, б) элементы с криволинейной поверхностью. После монтажа арматуры производится натяжение спиральной арматуры с помощью домкрата, а кольцевой - с помощью натяжных болтов. Для уменьшения силы трения при натяжении поверхность покрывается смазкой.

При заполнении дополнительных стальных элементов с криволинейной поверхностью напрягающим бетоном создается плотный контакт с усиливаемой конструкцией.

Для устройства спиральной обмотки оголяется продольная арматура по углам усиливаемой конструкции, по окружности обмотки устанавливается дополнительная продольная арматура. После навивки спиральной арматуры устанавливается опалубка и усиливаемая конструкция обетонируется (рис.1.7, в).

Усиление железобетонных конструкций на восприятие поперечных сил производится увеличением размеров поперечного сечения конструкций, площади поперечной арматуры в зоне среза: путем устройства наращиваний, обойм, рубашек с обеспечением сцепления с бетоном конструкций; установкой поперечных планок, стержней (рис.1.8) и т.п.

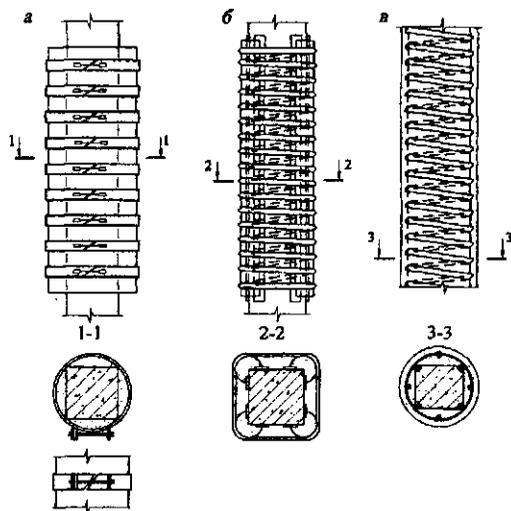


Рис. 1.7. Усиление сжатых элементов установкой косвенной арматуры:
а – кольцевой арматуры; *б, в* – спиральной арматуры

Усиление конструкций на восприятие крутящего момента выполняется наращиванием поперечного сечения, увеличением площади продольной, вертикальной и горизонтальной поперечной арматуры, устройством обойм, стальных гильз, установкой замкнутой поперечной арматуры и т.д.

Усиление конструкций при местном сжатии и продавливании производится уширением площади опирания вышерасположенных конструкций путем устройства железобетонных опорных обойм (рис.1.9) и пространственных стальных распорок (рис.1.10).

В случае невозможности достижения требуемой степени повышения несущей способности путем усиления только одной зоны, применяется комбинированное усиление таких конструкций.

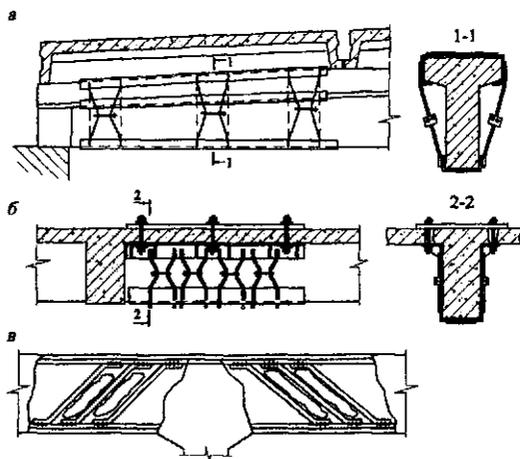


Рис. 1.8. Усиление зоны среза конструкций установкой дополнительной поперечной арматуры:
a – сборной балки; *б* – балки монолитного перекрытия; *в* – балки с наклонными стержнями

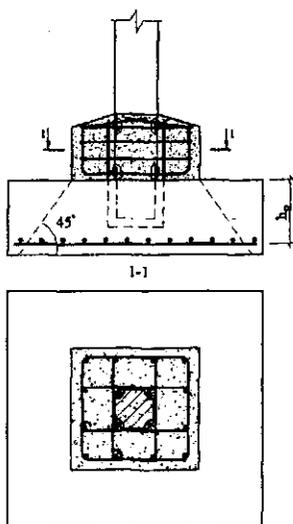


Рис. 1.9. Усиление при продавливании устройством опорной железобетонной обоймы

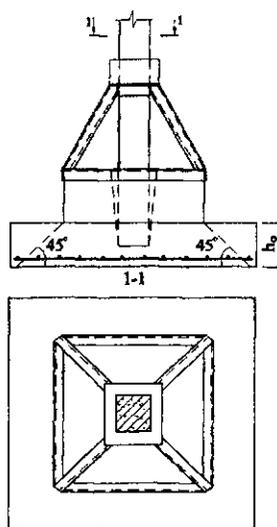


Рис. 1.10. Усиление при продавливании устройством пространственных распорок

Отдельной группой выделены методы усиления, изменяющие первоначальную расчетную схему конструкций: изменением места передачи нагрузки на конструкцию, повышением степени внешней статической неопределимости путем устройства дополнительных жестких и упругих опор, постановкой дополнительных связей с целью обеспечения неразрезности и пространственной работы конструкций, повышением степени внутренней статической неопределимости устройством затяжек, распорок, шпренгелей, шарнирно-стержневых цепей. Эти способы позволяют существенно повысить несущую способность железобетонных конструкций.

Изменение места передачи нагрузки на конструкцию производится с помощью специальных распределительных устройств, позволяющих добиться перераспределения сосредоточенных нагрузок на существующие конструкции и уменьшения в них изгибающих моментов. Распределительные устройства могут быть железобетонными или металлическими и располагаться сверху или снизу конструкции. Характерной особенностью этого способа усиления является наличие зазора между усиливаемой конструкцией и распределительным устройством по длине между точками контакта. Зазор принимается не менее максимальной величины прогиба выше расположенного элемента (распределительного устройства или усиливаемой конструкции).

При установке распределительных устройств сверху усиливаемой конструкции (рис.1.11, а) уменьшается трудоемкость производства работ по усилению, но создаются препятствия для передвижения людей и напольного транспорта, перепады отметок перекрытия. Нагрузка от распределительных устройств на существующую конструкцию передается через опорные подушки, представляющие собой стальные пластины, уложенные на цементно-песчаный раствор.

При невозможности создания перепадов высот на перекрытии распределительные устройства подвешиваются снизу усиливаемой конструкции (рис.1.11, б). Нагрузка на распределительные устройства в этом случае передается с помощью стоек, пропущенных через отверстия в перекрытии. Нагрузка от распределительных устройств на существующую конструкцию передается через подвески, представляющие собой стальные тужи, пропущенные в отверстия перекрытия и заанкеренные с помощью пластин на цементно-песчаном растворе.

В случае необходимости полной передачи дополнительной нагрузки на усиливаемой конструкции на другие конструкции, опоры распределительных устройств размещаются за пределами усиливаемой конструкции.

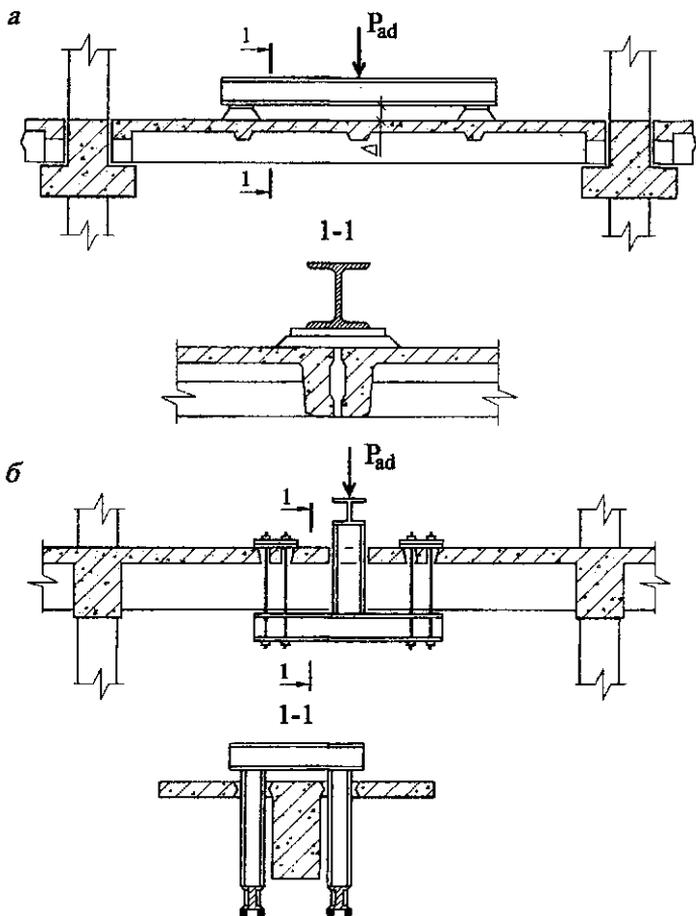


Рис. 1.11. Усиление конструкций изменением места передачи нагрузки:

a – при расположении распределительных устройств сверху конструкций; *б* – то же, снизу конструкции

Усиление конструкций подведением *дополнительных жестких опор* - эффективный способ усиления, позволяющий многократно увеличить нагрузку на конструкции, применяется, когда существует возможность уменьшения габаритов помещения. К жестким относятся опоры, осадка которых соизмерима с осадкой существующих опор и которой можно пренебречь при расчете (не более 10% от прогиба усиливаемой конструкции).

Дополнительные жесткие опоры выполняются в виде одиночных стоек с самостоятельными фундаментами, подкосов и подвесок с опиранием на существующие конструкции. Дополнительные жесткие опоры изготавливаются из железобетона или металла.

Дополнительные жесткие опоры в виде подкосов (рис. 1.12) передают нагрузку на существующие фундаменты, что позволяет избежать осадки, хотя в ряде случаев и требует их предварительного усиления. В случае передачи нагрузки от дополнительных подкосов на колонны, для восприятия возникающего распора устраиваются затяжки.

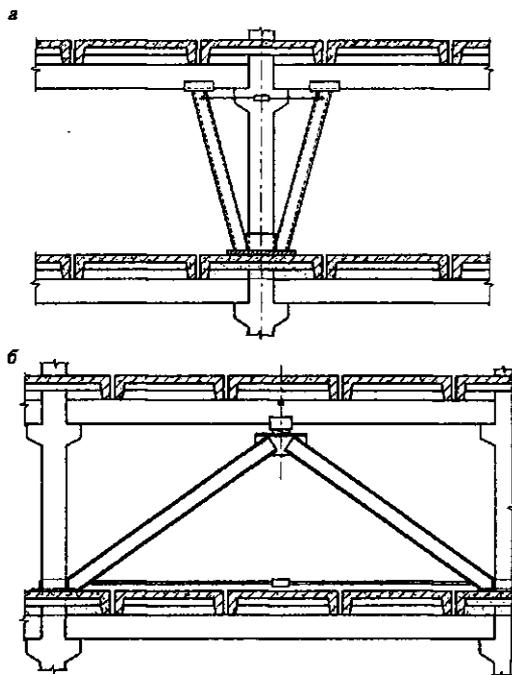


Рис. 1.12. Усиление конструкции дополнительной жесткой опорой в виде подкосов:
а - у опоры; б - в пролете

Дополнительные упругие опоры менее эффективны, однако позволяют в меньшей степени стеснить свободное пространство помещений. К упругим опорам относятся дополнительные опоры, осадкой которых пренебречь нельзя (более 10% от прогиба усиливаемой конструкции). Дополнительные упругие опоры создаются

с помощью железобетонных и металлических балок, металлических ферм (рис.1.13, а) или подвесок (рис.1.13, б), расположенных со стороны верхней, нижней или боковых граней усиливаемой конструкции и опираемых на опорные части конструкции или самостоятельные опоры.

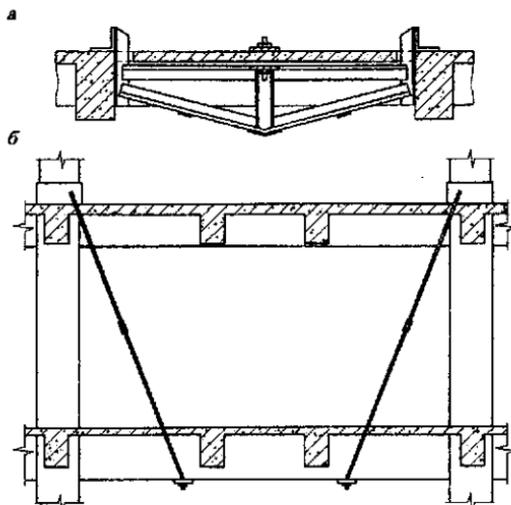


Рис. 1.13. Усиление конструкций дополнительными упругими опорами:
а – в виде треугольной фермы; б – в виде подвесок

Усиление многопролетных шарнирно опертых конструкций может производиться установкой дополнительных связей над опорами в виде надопорной арматуры с целью обеспечения *неразрезности* усиливаемой конструкции. Дополнительная надопорная арматура может устанавливаться при наращивании в верхней зоне конструкций, при бетонировании расширенных швов между плитами перекрытия или вскрытых пустот смежных многопустотных панелей (рис.1.14).

Усиление балок путем включения их в совместную работу с железобетонными плитами настила производится установкой дополнительных упоров, препятствующих сдвигу настила относительно балок.

При обеспечении совместной работы дополнительной арматуры с усиливаемой конструкцией только закреплением по концам с помощью анкерных устройств, без сцепления ее в пролете с бетоном конструкции, дополнительная арматура размещается снаружи конструкции и выполняет роль *затяжки*.

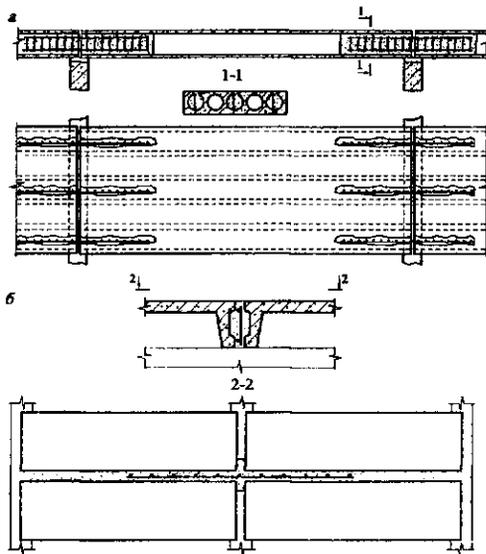


Рис. 1.14. Усиление конструкций обеспечением их неразрезности: а - при бетонировании пустот многопустотных плит; б - при бетонировании распиренных швов между плитами

В зависимости от места закрепления концов дополнительной арматуры может быть горизонтальная и шпренгельная затяжки, а также их сочетание (рис.1.15) [108].

При обеспечении совместной работы дополнительной сжатой арматуры с усиливаемой конструкцией закреплением ее по концам усиливаемой конструкции в виде *распорок*, в качестве дополнительной арматуры применяются жесткие прокатные профили (уголки, швеллеры).

Устойчивость сжатых прокатных профилей обеспечивается установкой по длине усиливаемой конструкции поперечных стержней или планок.

Стойки могут располагаться с одной стороны усиливаемой конструкции (для изгибаемых балочных конструкций и крайних колонн) (рис.1.16) или с двух сторон (для средних колонн).

При усилении следует стремиться к максимальной разгрузке усиливаемых конструкций. Если усиление железобетонных конструкций с целью повышения их несущей способности, жесткости и трещиностойкости производят под нагрузкой, все вышеперечисленные группы методов усиления эффективно выполнить с предвари-

тельным напряжением (дополнительные опоры подклинивают, затяжки предварительно растягивают, распорки - сжимают).

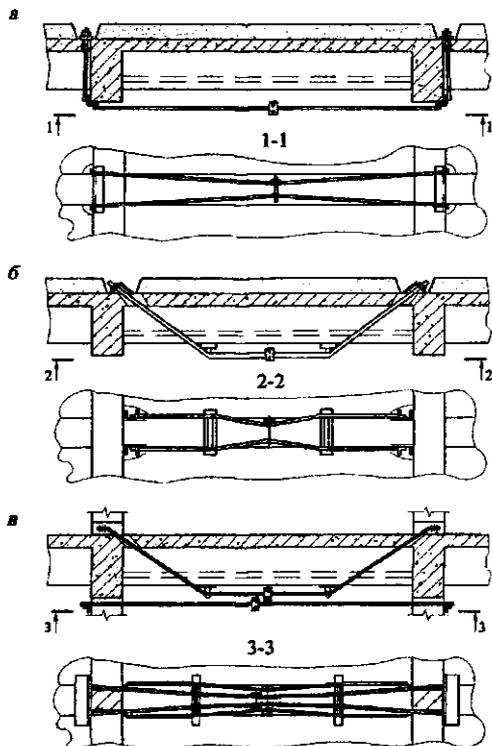


Рис. 1.15. Усиление изгибаемых конструкций затяжками: а – горизонтальная затяжка; б – шпренгельная затяжка; в – сочетание горизонтальной и шпренгельной затяжек

Для сильно поврежденных конструкций часто целесообразна их замена новыми. Замена железобетонных конструкций может осуществляться [73]: путем разборки заменяемых конструкций с последующим возведением новых; путем возведения новых с временным использованием в качестве опалубки и последующей разборкой заменяемых конструкций или путем возведения новых конструкций без разборки существующих с выполнением мероприятий, предотвращающих их обрушение. При этом конструкция усиления рассчитывается на полную действующую нагрузку.

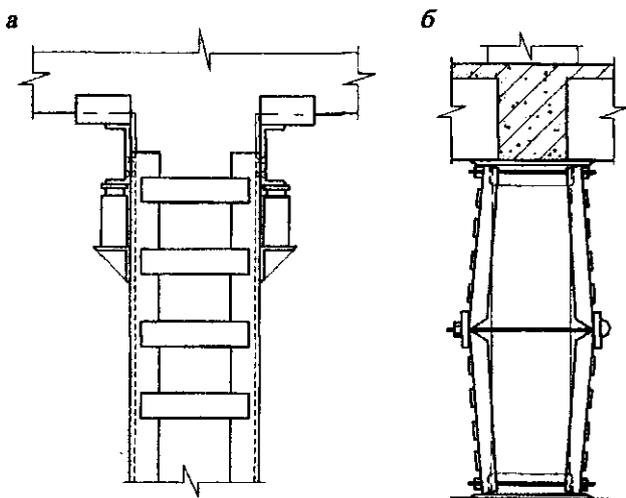


Рис. 1.16. Усиление конструкций предварительно напряженными распорками с созданием предварительного напряжения:
а - с помощью домкратов; *б* - с помощью перегибов в середине длины

Приведем исторический обзор науки и техники в вопросах, связанных с усилением железобетонных конструкций. В отечественной практике в 1919 году впервые под руководством инженера В.А. Струве выполнено усиление ригелей покрытия паровозного депо путем устройства железобетонных обойм [111]. Из-за недостаточной толщины защитного слоя бетона, дефектов изготовления в виде пор, раковин и сложных условий эксплуатации наблюдалась коррозия арматуры ригелей сильной степени.

В 1931 году при усилении конструкций печного корпуса цементного завода из-за низкого качества бетона, нарушения норм проектирования наряду с железобетонными обоймами применялись дополнительные упругие и жесткие опоры, удобные для проведения работ по усилению в условиях действующих предприятий, но менее экономичные по расходу материала.

Большое значение в развитии методов усиления железобетонных конструкций сыграли экспериментальные работы ЦНИИПС 1933-1935 гг., посвященные исследованию сцепления старого и вновь укладываемого бетона [38]. Исследования А.А. Гвоздева, А.П. Васильева, С.А. Дмитриева показали возможность надежной совместной работы старого и нового бетонов при соответствующей подготовке поверхности контакта и соблюдении технологии укладки нового бетона. При этом со старого бетона в мес-

те контакта снимается с помощью металлических щеток верхний слой растворной части бетона, поверхность увлажняется, новый бетон укладывается с обязательным вибрированием. Толщина наращивания должна быть не менее 60 мм. При устройстве обойм, охватывающих поперечное сечение усиливаемой конструкции со всех четырех сторон, в результате усадки бетона обоймы зона контакта обжимается, улучшая совместную их работу.

В 1936 году французский инженер А. Лоссье использовал для усиления опорных сечений предварительно напряженную поперечную арматуру [85].

В 1937 году в УкрНИИС, а затем И.М. Литвиновым и А.А. Судариковым в ЦНИИПС проведены экспериментальные работы по исследованию предложенного им усиления железобетонных конструкций односторонним наращиванием железобетоном [85, 108]. При этом совместная работа существующей конструкции и наращиваемой части обеспечивалась сварным соединением оголенной арматуры конструкции с арматурой наращивания посредством скоб, играющих роль поперечной арматуры.

В это же время в лаборатории Московского метростроя аналогичные исследования проводились инж. И.Ф. Шаровым [108]. Выполнено исследование усиления железобетонных конструкций односторонним наращиванием с установкой дополнительной арматуры. При этом принята технология выполнения наращивания в виде торкретирования.

В 1939-1940 гг. в лаборатории ВНИИЖТ под руководством В.В. Пинаджяна [108] выполнены экспериментальные исследования работы усиленных железобетонными обоймами конструкций при действии подвижных динамических нагрузок, характерных для мостов. Исследования подтвердили надежность совместной работы элементов усиления с усиливаемой конструкцией вплоть до исчерпания несущей способности.

Наибольшее развитие способы усиления железобетонных конструкций получили в послевоенное время при восстановлении поврежденных конструкций зданий и сооружений. При этом широко применялись железобетонные обоймы, наращивания, металлические распорки, дополнительные упругие и жесткие опоры, изменяющие первоначальную расчетную схему конструкции.

Среди послевоенных работ, связанных с усилением железобетонных конструкций следует отметить работы В.В. Михайлова [96], посвященные восстановлению частично разрушенной бетонной части сечений путем замоноличивания бетоном на расширяющемся цементе, и И.А. Физдедя [146], связанные с инъецированием раствора под давлением в трещины, раковины, выбоины.

Значительный вклад в обобщение, систематизацию и дальнейшее развитие методов усиления внесли Н.М. Онуфриев, Ю.И. Лозовой, Е.Р. Хило.

Н.М. Онуфриев в 1950-1953 гг. провел большие экспериментальные и теоретические исследования работы железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженными распорками и затяжками, в том числе и неразрезных статически неопределимых конструкций. Это способствовало широкому внедрению в практику усиления названных методов.

Ю.И. Лозовой, а затем Е.Р. Хило проводили работы в области усиления изгибаемых конструкций, находящихся под нагрузкой, предварительно напряженными элементами. Предложили применять при усилении термический и термомеханический способ предварительного напряжения дополнительной арматуры.

Начиная с середины 60-х годов в период бурного промышленного и гражданского строительства, научный интерес к исследованию усиления железобетонных конструкций был ослаблен. Но развитие теории железобетона в это время создало научную базу для решения задач оценки состояния и усиления эксплуатируемых конструкций.

Основными научными центрами в области исследования вопросов усиления железобетонных конструкций в Республике Беларусь являются Белорусская государственная политехническая академия, Полоцкий государственный университет, Брестский политехнический институт, институты НИПТИС и БелНИИС. В странах ближнего и дальнего зарубежья - ЛИСИ, Харьковский ПромстройНИИПроект и НИИЖБ, Львовский политехнический институт, Люблинская политехника и др.

Методы усиления железобетонных конструкций также предложили отечественные и зарубежные ученые и исследователи: В.С. Балицкий, А.И. Бедов, М.Р. Бельский, М.Д. Бойко, В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко, М.М. Борзенко, П.Ф. Вахненко, Л.И. Вишняков, В.Д. Гринев, В.Н. Деркач, В.Ф. Залого, В.Ф. Зверев, В.Г. Казачек, В.А. Клевцов, А.А. Кондрагчик, И.А. Кудрявцев, Ю.Д. Кузнецов, Р.Л. Маилян, Д.Р. Маилян, Ю.С. Мартынов, Б.Н. Мизернюк, И.И. Михеев, А.И. Мордич, А.Р. Нелепов, В.В. Нестеренко, Г.П. Пастушков, Т.М. Пецольт, Ю.В. Попков, Б.С. Попович, Е.А. Рабинович, Н.А. Рак, Ю.Д. Рыбаков, Р.С. Санжаровский, В.Ф. Сапрыкин, Б.С. Соколов, Г.М. Спрыгин, Сунгатулин Я.Г. В.В. Тур, А.С. Файвусович, В.Ш. Фатхулин, Л.И. Фомица, Р.А. Хартанович, А.И. Хачатрян, А.Л. Шагин, А.А. Шишкин и др., а также Т. Ванек, Р. Залигер, М. Круль, Ф. Леонгардт, А. Митцел, Л. Скупин, Н. Сычевский, Ю. Тьери, Е. Фрейсине и др.

В Новополоцком политехническом институте (Полоцком государственном университете) автором проведены экспериментально-теоретические исследования, связанные с усилением, восстановлением и заменой эксплуатируемых железобетонных конструкций.

В частности, разработаны новые методы реконструкции сборного железобетонного перекрытия путем возведения нового перекрытия с последующей разборкой существующего с одновременным увеличением несущей способности ригелей за счет включения в совместную работу плиты нового перекрытия (рис.1.17) (А.с.№ 1645421, [7], №1709047, [8], №1735545, [9], №1796762, [13]). Применение методов позволит снизить трудоемкость, сократить сроки реконструкции сборных перекрытий, повысить экономичность усиления.

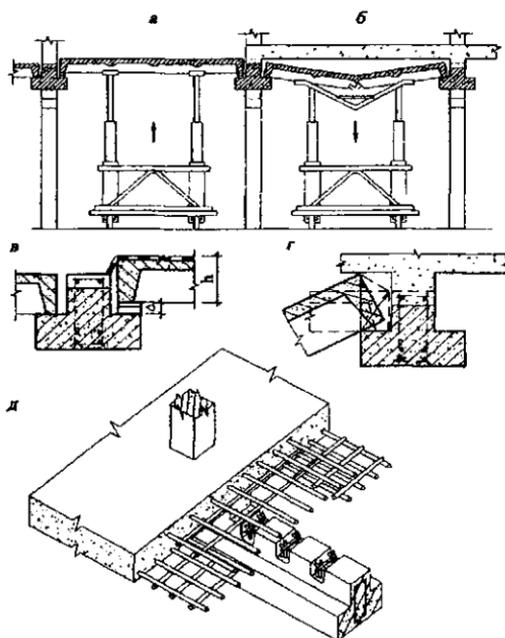


Рис.1.17. Способ реконструкции сборного железобетонного перекрытия:

а - подъем заменяемых плит перед бетонированием; *б* - разборка заменяемых плит; *в* - узел опирания заменяемых плит на ригель; *г* - поворот опорной части заменяемой плиты при разборке; *д* - фрагмент реконструированного перекрытия

Разработаны и экспериментально исследованы новые методы усиления железобетонных конструкций с нарушенной анкерровкой рабочей арматуры. При усилении железобетонных конструкций с нарушенной анкерровкой рабочей арматуры эффективно применение устройств с реализацией обжатия зоны анкерровки арматуры. Устройства с реализацией обжатия выполняются в виде предварительно напряженных стальных обойм, обжимающих зону анкерровки рабочей арматуры усиливаемой конструкции с четырех сторон (рис.1.18, а), или в виде самозаанкеривающихся устройств, обжимающих зону анкерровки с двух боковых сторон (рис.1.18, б) (А.с.№ 1812290, [15]). Самозаанкеривающихся устройств с реализацией бокового обжатия применяются для конструкций с небольшой шириной сечения. При необходимости установки в растянутой зоне дополнительной арматуры выполняются сочетания устройств с реализацией бокового обжатия с затяжками. При этом устройства с реализацией обжатия устанавливаются по концам усиливаемого участка растянутой зоны и выполняют роль анкерных устройств (рис.1.19) (А.с. №1789633, [12]).

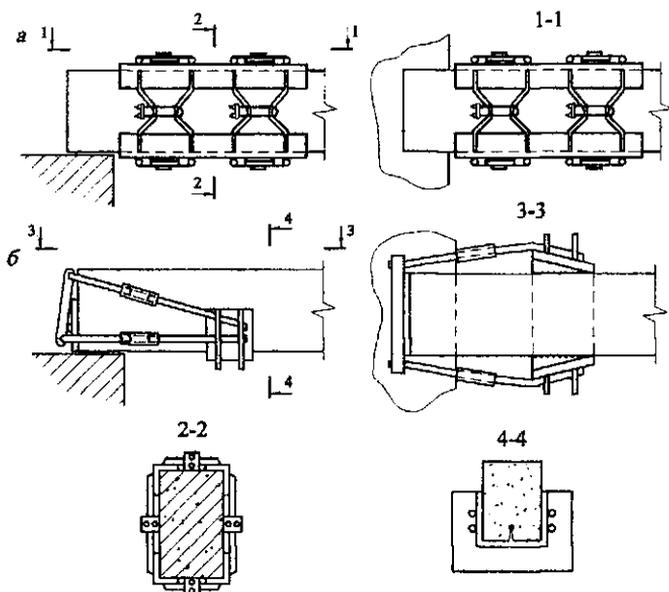


Рис. 1.18. Устройства с реализацией бокового обжатия:
 а - предварительно-напряженная обойма; б - самозаанкеривающееся устройство

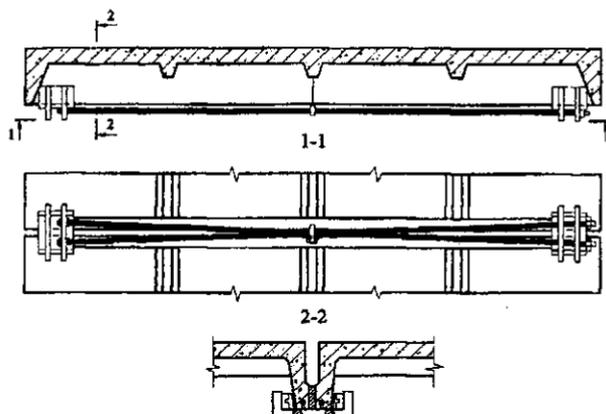


Рис. 1.19. Усиление ребристых плит затяжкой с боковым обжатием зоны анкеровки арматуры

Многopустотные железобетонные панели являются в настоящее время самым массовым видом конструкций, применяются как в гражданском, так и в промышленном строительстве. В процессе эксплуатации панели получают дефекты и повреждения в виде снижения прочности бетона сжатой зоны, уменьшения площади поперечного сечения рабочей арматуры вследствие коррозии, снижения сцепления арматуры с бетоном, существенно снижающие их несущую способность.

Разработанные методы усиления сборных многopустотных панелей перекрытия условно можно разделить на две группы. К первой группе относятся методы усиления многopустотных панелей, применяемые после их предварительного разгрузки, ко второй группе - методы с предварительным напряжением арматуры, используемые для усиления панелей под нагрузкой.

Первая группа. В приопорной зоне сборной железобетонной панели устраиваются щели и вводятся через них вдоль пустот арматурные стержни. После этого на противоположной грани панели пробиваются отверстия, в них вертикально устанавливаются упоры в виде отрезков стержней, профилей и др., а затем - ограничительные пластины - круги диаметром, равным диаметру пустоты. Затем укладывается бетонная смесь в приопорные зоны панели (рис.1.20, а). При загрузении дополнительная арматура воспринимает растягивающее усилие, бетон в приопорной зоне обеспечивает ее анкеровку, в то же время упоры не позволяют бетону сдвинуться вдоль пустот (А.с. №1815322, [17]).



Рис. 1.20. Методы усиления сборных железобетонных многопустотных панелей перекрытия без предварительного напряжения дополнительной арматуры:

а, б - усиление растянутой зоны панелей; *в* - сжатой зоны панелей

По концам зоны усиления сборной железобетонной многопустотной панели выполняются щели, на арматуре размещаются фиксаторы. Арматурные стержни вводятся в пустоты в средней зоне панели в соответствии с эпюрой изгибающих моментов, устанавливаются ограничительные пластины. Через щели с помощью патрубков пустоты между ограничительными пластинами заполняются полимербетонной смесью, после твердения которой они извлекаются, а щели заделываются (рис.1.20, б). При приложении внешней нагрузки в результате сцепления полимербетона с бетоном панели и дополнительной арматуры с полимербетоном арматура включается в работу и воспринимает растягивающие усилия в нижней зоне панели (Решение о выдаче патента РФ по заявке №00091 от 18.03.97, [127]).

При усилении сжатой зоны сборной железобетонной многопустотной панели устраиваются в пропорционной зоне отверстия шириной, равной диаметру пустот. Через отверстия вдоль пустот вводятся горизонтальные ограничительные листы прямоугольной формы, выполняются прерывистые щели и укладывается бетон сверху листа (рис.1.20, в). Для усиления панели в большей степени в пролете в пустоты помещается ограничительный лист, сужающийся в пролете, для усиления пропорционных зон - лист, сужающийся к опорам. Под действием собственного веса и веса бетонной смеси ограничительный лист занимает проектное положение. После твердения бетон усиления над листом работает совместно с усиленной панелью. При использовании напрягающего бетона эффективность усиления увеличивается (Патент РФ №2020235, [110]).

Вторая группа. В приопорных зонах и местах перегиба арматуры устраиваются щели, в которые вводятся вдоль пустот предварительно изогнутые требуемого очертания арматурные стержни с выпуском их концов наружу (рис.1.21, а). В щели в местах перегиба арматуры устанавливаются упорные встречно-наклонные пластины с вырезом для арматуры, между которыми укладывается бетонная смесь. После твердения бетона арматура напрягается, например, завинчиванием гаек на концах (А.с. №1812289, [16]).

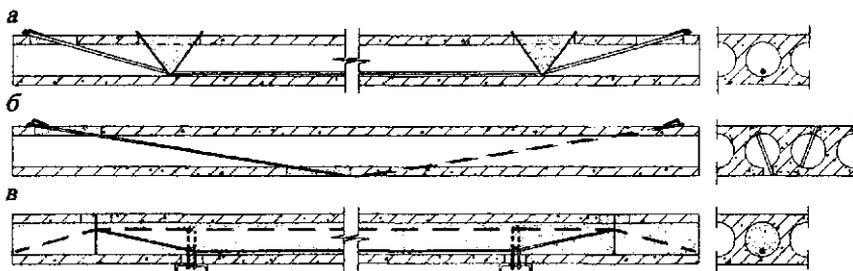


Рис. 1.21. Методы усиления сборных железобетонных многопустотных панелей перекрытия с предварительным напряжением дополнительной арматуры:

а, б - без бетонирования пустот; в - с бетонированием пустот

Отверстия выполняются в приопорных зонах смежных пустот сверху многопустотной панели и снизу ее - в пролете в смежных пустотах. Между отверстиями снизу панели устраивается борозда. Затем через отверстия сверху и снизу панели вводятся направляющие в виде отрезка трубы с разрезом вдоль нее, а снизу в направляющие - гибкая арматура, и направляющие извлекаются (рис.1.21, б). После этого в борозду в месте перегиба арматуры снизу панели помещается прокладка, уменьшающая смятие бетона в месте контакта с арматурой, и с помощью натяжного приспособления сверху панели напрягается дополнительная арматура. Отверстия и борозда снизу панели заделывается раствором (Патент РФ №2020234, [109]).

В приопорной зоне сборной железобетонной многопустотной панели устраиваются щели, устанавливаются ограничительные пластины с прорезью для арматуры. Затем вводится вдоль пустоты арматурный стержень, отгибаются его концы, бетонируются пустоты в приопорных зонах. После выдержки бетона приопорных зон напрягается дополнительная арматура натяжными болтами, помещенными через отверстия со стороны нижней грани, и устанавливается опалубка под отверстиями со стороны этой

грани. Заполняется оставшееся пространство пустот бетонной смесью. После выдержки ее снимают опалубку и обрезают выступающие концы натяжных болтов (рис.1.21, в). При увеличении внешней нагрузки предварительно напряженная арматура усиления работает как имеющая сцепление с бетоном (Патент РФ №2023839, [111]).

При усилении колонны железобетонной обоймой под нагрузкой эффективна разгрузка усиливаемой конструкции и создание предварительного напряжения в дополнительной арматуре усиления. Это условие реализовано в методе усиления, заключающемся в использовании жесткой арматуры в виде прокатных профилей в качестве разгружающих устройств и рабочей арматуры (рис.1.22). Кроме того, жесткая арматура используется для крепления щитов опалубки при последовательном бетонировании снизу вверх. Поперечная арматура при этом приваривается с внутренней стороны профилей, а жесткая арматура с помощью скоб соединяется с арматурой усиливаемой колонны (Решение о выдаче патента РФ по заявке №95084 от 18.11.1997, [128]).

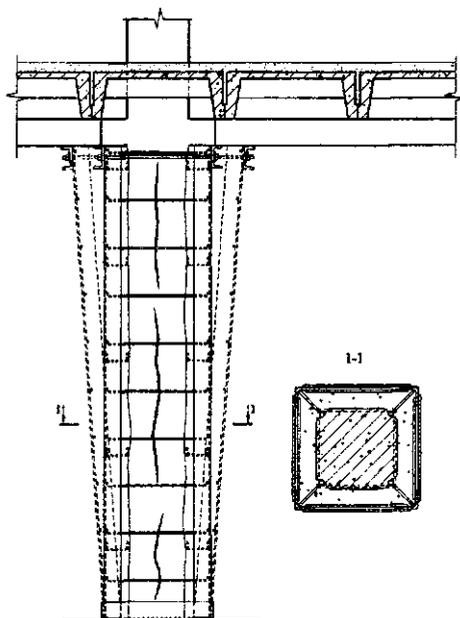


Рис. 1.22. Метод усиления колонны железобетонной обоймой с предварительно напряженной жесткой арматурой

1.3. Методы расчета усиления

Существующие методы расчета усиления железобетонных конструкций базируются на подходах, в которых напряженно-деформированное состояние усиленной конструкции рассматривается в предельном состоянии, при этом учет усиления конструкций под нагрузкой производится с помощью эмпирических коэффициентов условий работы и назначения величин предварительного напряжения дополнительной арматуры.

Вопросы расчета усиления железобетонных конструкций в научной и технической литературе освещаются, в основном, в рамках действующих норм. Практически только в работах Н.М. Онуфриева [108], в "Рекомендациях..." [124], разработанных при участии Харьковского Промстрой НИИПроекта, НИИЖБ, Ворошиловградского филиала НИИСП, ДальНИИС, Львовского политехнического института и обобщивших труды Е.А. Рабиновича, Ю.Д. Кузнецова, В.А. Клевцова, Б.Н. Мизернюка, А.И. Хачатряна, Л.И. Вишнякова, В.С. Балицкого, А.С. Файвусовича, Г.М. Спрыгина, Б.В. Бабурина, Е.Р. Хило, Б.С. Поповича и других ученых, "Рекомендациях ..." [125], трудах А.Я. Барашикова, Д.М. Подольского, М.Д. Сироты [25] и А.Л. Шагина, Ю.В. Бондаренко и др. [155] излагаются специально разработанные положения по расчету усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений.

Остановимся кратко на существующих методах расчета усиления в порядке, соответствующем принятой в параграфе 1.2. классификации методов усиления.

Расчет усиления растянутой зоны конструкций установкой дополнительной арматуры с последующим обетонированием по несущей способности производится в предположении обеспечения совместной работы, т.е. предельное состояние усиленных конструкций наступает одновременно с достижением существующей и дополнительной арматурой расчетного сопротивления. При этом в расчете усиления, как и при поверочных расчетах конструкций до усиления, учитываются неисправляемые повреждения и дефекты (коррозия или обрывы арматуры, отколы бетона), а также возможные ослабления арматуры при сварке уменьшением на 15% площади поперечного сечения существующей и дополнительной арматуры усиливаемых элементов, снижающих их несущую способность. Расчет прочности изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых конструкций с усиленной растянутой зоной производится из условия:

$$N \cdot \left[e_0 - \frac{M}{N} \right] \leq R_s A_s (h_0 - x/2) + R_{s,ad} A_{s,ad} (h_{0,ad} - x/2) + R_{sc} A_s' (x/2 - \alpha'), \quad (1.1)$$

где h и y - соответственно высота сечения и расстояние от растянутой грани до центра тяжести сечения усиленной конструкции.

Высота сжатой зоны определяется из условия:

$$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} = R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad} - R_{sc} A_s' - R_b b x \cdot \quad (1.2)$$

Расчетная схема представлена на рис.1.23. При этом должно соблюдаться условие:

$$\xi = x / h_{0,red} \leq \xi_R, \quad (1.3)$$

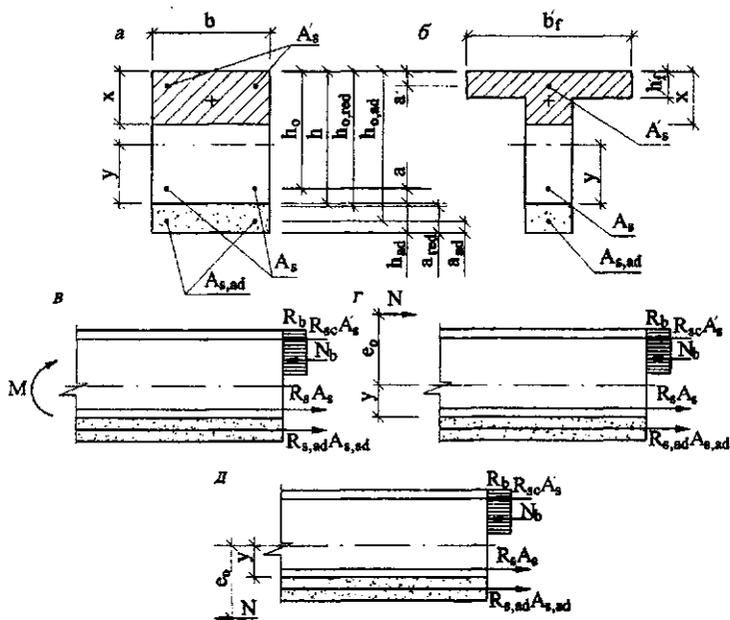


Рис. 1.23. Расчетная схема элементов с усиленной растянутой зоной:

a - прямоугольного сечения; b - таврового; $в$ - изгибаемых; $г$ - внецентренно сжатых; $д$ - внецентренно растянутых

где $h_{0,red}$ - приведенная рабочая высота сечения, определяется по формуле:

$$h_{0,red} = \frac{h_0 R_s A_s + h_{0,ad} R_{s,ad} A_{s,ad}}{R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad}} \quad (1.4)$$

Если условие (1.3) не выполняется, то необходимо одновременно усиление сжатой зоны конструкции. При этом согласно [124], граничное значение относительной сжатой зоны сечения ξ_R вычисляется по формулам СНиП 2.03.01-84 по арматуре (существующей или дополнительной) с более высоким расчетным сопротивлением, т.е. в запас прочности, исключающего хрупкое разрушение сжатой зоны.

Площадь поперечного сечения дополнительной арматуры в растянутой зоне усиливаемой конструкции определяется из совместного решения уравнений (1.1) и (1.2) по формуле:

$$A_{s,ad} = (B/2) - \sqrt{B^2/4 - C}, \quad (1.5)$$

где B и C - коэффициенты, равные для прямоугольного сечения изгибаемых элементов:

$$B = \frac{2(R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b h_{0,ad})}{R_{s,ad}}, \quad (1.6)$$

$$C = \frac{2[M + (R_{sc} A'_s a' - R_s A_s h_0)] R_b b + (R_s A_s - R_{sc} A'_s)^2}{R_{s,ad}^2}, \quad (1.7)$$

для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов:

$$B = \frac{2(R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b h_{0,ad} - (\pm N))}{R_{s,ad}}, \quad (1.8)$$

$$C = \frac{N^2 + 2N[R_b b(e_0 \pm (h-y)) - (\pm R_s A_s) \pm R_{sc} A'_s] + [2(R_{sc} A'_s a' - R_s A_s h_0)] R_b b + (R_s A_s - R_{sc} A'_s)^2}{R_{s,ad}^2}. \quad (1.9)$$

Расчет прочности центрально растянутых элементов, усиленных симметрично установленной дополнительной арматурой, производится из условия:

$$N \leq R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad}, \quad (1.10)$$

без учета явлений усадки и ползучести.

Расчет длины анкеровки существующей арматуры, к которой в пролете приваривается дополнительная арматура, в [121] производится с учетом усилия в дополнительной арматуре.

При этом, в СНиП 2.03.01-84* [130] указывается, что, "... как правило, следует предусматривать, чтобы нагрузка во время усиления не превышала 65% расчетной величины". При невозможности достижения требуемой разгрузки, для расчетного сопротивления дополнительной арматуры вводится понижающий коэффициент в [134] $\gamma_{br1} = 0.9$, в [124] - $\gamma_{br1} = 0.8$.

Расчет железобетонных конструкций, усиленных увеличением поперечного сечения сжатой зоны и установкой дополнительной сжатой арматуры производится в предположении совместной работы дополнительного сечения бетона и арматуры с усиливаемой конструкцией по общему случаю расчета (рис.1.24) для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов из условия:

$$\frac{M}{Ne} \leq R_b S_b + R_{b,ad} S_{b,ad} - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} S_{si} - \sum_{j=1}^m \sigma_{s,adj} S_{s,adj} \quad (1.11)$$

где e - расстояние от места приложения внешней продольной силы до центра тяжести наиболее растянутой или наименее сжатой арматуры.

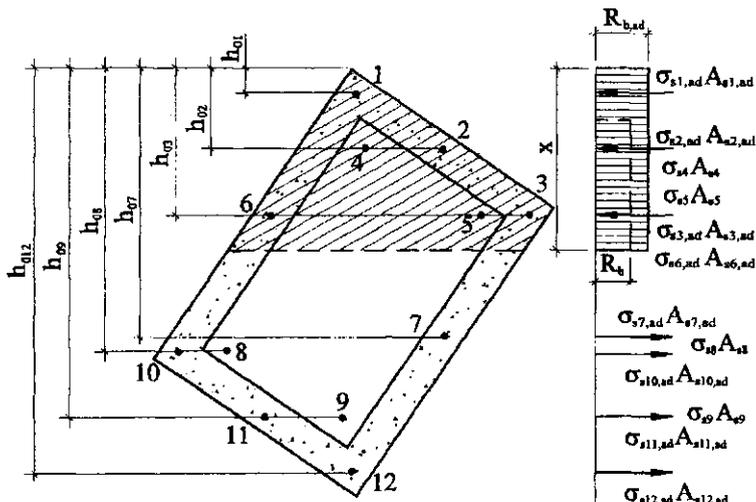


Рис. 1.24. Схема усилий и эпюра напряжений в нормальном сечении в общем случае расчета по прочности

Высота сжатой зоны x и напряжения $\sigma_{s,adj}$ и σ_{si} определяются из совместного решения следующих уравнений:

$$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} + R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad} - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - \sum \sigma_{s,adj} A_{s,adj} = 0 \quad (1.12)$$

$$R_{sc} \leq \sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega / 1.1} \left(\frac{\omega}{\xi_t} - 1 \right) + \sigma_{spt} \leq R_s \quad (1.13)$$

$$R_{sc,ad} \leq \sigma_{s,adj} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega_{ad} / 1.1} \left(\frac{\omega_{ad}}{\xi_{ad}} - 1 \right) + \sigma_{sp,adj} \leq R_{s,ad} \quad (1.14)$$

Характеристика сжатой зоны ω и ω_{ad} определяется для бетона с призмной прочностью R_b и $R_{b,ad}$. В случае, если сжатая зона находится в бетоне наращивания, ω определяется для бетона наращивания. Расчет производится методом последовательных приближений.

При экономическом обосновании усиление железобетонных конструкций наращиванием, обоями или рубашками может производиться и при $\xi \leq \xi_R$ за счет увеличения плеча внутренней пары сил. Усиление таким способом дает возможность разместить верхнюю надпорную арматуру неразрезных конструкций при усилении растянутой зоны опорного сечения. В этом случае расчет прочности усиленных наращиванием в сжатой зоне изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых конструкций прямоугольного поперечного сечения производится из условий:

-если соблюдается условие

$$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} + R_s A_s \leq R_{b,ad} b h'_{ad} + R_{sc,ad} A'_{s,ad}, \text{ т.е. } x \leq h'_{ad}, \quad (1.15)$$

расчет производится, как для элемента, выполненного из одного класса бетона (рис.1.25, а)

$$\left. \begin{array}{l} M \\ Ne \end{array} \right\} \leq R_{b,ad} b x (h_0 + h'_{ad} - x/2) + R_{sc,ad} A'_{s,ad} (h_0 + h'_{ad} - a'_{ad}), \quad (1.16)$$

где e - расстояние от продольной силы до центра тяжести растянутой арматуры.

При этом высота сжатой зоны определяется из условия

$$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} + R_{b,ad} b x + R_{sc,ad} A'_{s,ad} = R_s A_s, \quad (1.17)$$

Если условие (1.15) не соблюдается, расчет производится с учетом различных классов бетона (рис.1.25, б)

$$\left. \begin{array}{l} M \\ Ne \end{array} \right\} \leq R_b (x - h_{ad}) (h_0 + h_{ad} - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - d) + R_{b,ad} b h'_{ad} (h_0 + h_{ad}/2) + R_{sc,ad} A'_{s,ad} (h_0 + h_{ad} - d_{ad}), \quad (1.18)$$

где x определяется из условия:

$$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} + R_b b (x - h'_{ad}) + R_{sc} A'_s + R_{b,ad} b h'_{ad} + R_{sc,ad} A'_{s,ad} = R_s A_s, \quad (1.19)$$

Толщина наращивания или обоями со стороны наиболее сжатой грани изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов определяется из уравнения:

$$A(h'_{ad})^2 + B h'_{ad} + C = 0 \quad (1.20)$$

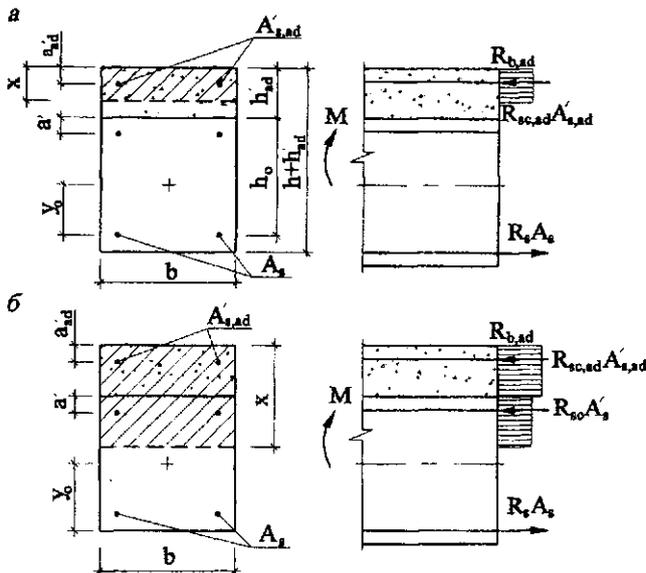


Рис. 1.25. Схемы усилий в нормальном сечении усиленного наращиванием элемента при условии $\xi \leq \xi_R$:

a - при $x \leq h'_{ad}$; *б* - при $x > h'_{ad}$

по формуле:

$$h'_{ad} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}, \quad (1.21)$$

где A, B, C - коэффициенты, определяемые из выражений: при выполнении условия (1.15)

$$A = -0.5 R_{sc,ad}^2 \mu^2 b^2, \quad (1.22)$$

$$B = (R_s A_s \pm N)(R_{b,ad} + R_{sc,ad} \mu) b - R_{b,ad} b^2 R_{sc,ad} \mu a'_{ad}, \quad (1.23)$$

$$C = R_{b,ad} b [(R_s A_s \pm N) \eta_0 - Ne] - 0.5 (R_s A_s \pm N)^2, \quad (1.24)$$

при невыполнении условия (1.15)

$$A = 0.5 b^2 [R_b (R_b - R_{b,ad}) - (R_{b,ad} - R_b + R_{sc,ad} \mu)^2] \quad (1.25)$$

$$B = (R_s A_s \pm N - R_{sc} A'_s) (R_{b,ad} + R_{sc,ad} \mu) b - R_b b^2 R_{sc,ad} \mu a'_{ad}, \quad (1.26)$$

$$C = R_b b [(R_s A_s \pm N) \eta_0 - R_{sc} A'_s a' - Ne] - 0.5 (R_s A_s \pm N - R_{sc} A'_s)^2. \quad (1.27)$$

В выражениях (1.22 - 1.27) μ - задаваемый процент армирования наращивания. В выражениях (1.19 - 1.27) знак "минус" перед N - для внецентренно растянутых элементов, знак "плюс" - для внецентренно сжатых. Для изгибаемых конструкций прини-

мается $Ne = M$, $N = 0$. Значения M и N принимаются с учетом собственного веса бетона наращивания, обоймы, рубашки.

При этом, также как и при усилении растянутой зоны, указывается, что если невозможно достичь разгрузки усиливаемой конструкции менее 65%, для расчетного сопротивления дополнительного бетона вводится понижающий коэффициент в [134] $\gamma_{br1} = 0.9$, в [124] - $\gamma_{br1} = 0.8$.

В "Справочном пособии ..." [116] для проектирования сборно-монолитных конструкций расчет элементов с различными классами бетона и арматуры в сечении рекомендуется производить в общем случае по СНиП 2.03.01-84* с введением в расчет расчетных сопротивлений, соответствующих этим классам. Кроме того, при определении характеристики сжатой зоны ω значение призмной прочности принимают равным:

$$R_b = (\sum R_{bj} S_{bj}) / S, \quad (1.28)$$

где S и S_{bj} - статические моменты соответственно всей площади поперечного сечения сборно-монолитного элемента и площадей, образованных j -м бетоном с прочностью бетона R_{bj} , относительно оси, проходящей по центру тяжести крайнего растянутого стержня арматуры.

В источнике [116] приводится методика расчета прочности контактных швов между сборным элементом и монолитным бетоном, которая заключается в проверке условия

$$F = (M - 0.5 q_{sw} c^2) / z \leq F_{sh}, \quad (1.29)$$

где F - сдвигающее усилие в шве от внешней нагрузки, F_{sh} - предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, q_{sw} - интенсивность усилий в поперечной арматуре, c - длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, $z = 0.9 h_0$ - плечо внутренней пары сил.

Расчет усиления внецентренно сжатых железобетонных элементов предварительно напряженными распорками [124] осуществляется как для самостоятельной системы по СНиП II-23-81* "Стальные конструкции. Нормы проектирования." Максимальное усилие в предельном состоянии в ветвях распорки, которые расположены со стороны сжатой зоны, определяется произведением расчетного сопротивления стали и площади поперечного сечения распорки с учетом гибкости ее ветвей. Ветви распорки, расположенные в растянутой зоне в расчете не учитываются. Для центрально сжатых колонн распорки рассматриваются как дополнительная сжатая арматура со своим расчетным сопротивлением.

Длина поверхности сдвига принимается равной расстоянию от торца элемента до точки, в которой наклонное сечение пересекает плоскость, проходящую через геометрический центр

поверхности сдвига. При расчете перебирается ряд положений конца наклонного сечения у сжатой грани и начала сечения у растянутой грани и выполняется проверка условия (1.29).

Контактный шов принимается абсолютно жестким, без деформаций податливости. Это положение должно обеспечиваться конструктивными требованиями при изготовлении сборно-монолитных конструкций: устройством шпонок, продольных выступов и пазов, выпусков арматуры.

Н.М. Онуфриев [108] при расчете усиления изгибаемых железобетонных элементов предварительно напряженными затяжками, когда усиливаемая конструкция превращается в статически неопределимую комбинированную систему, состоящую из железобетонного элемента и затяжки, впервые рассматривал деформации системы и соотношение жесткостей. При этом жесткость изгибаемой железобетонной конструкции с трещинами, усиленной затяжками, в предельном состоянии приближенно определялась по полученной формуле:

$$B = \frac{h_0 z}{\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \left(\varphi_f + \xi \right) b h_0 E_b \omega} \quad (1.30)$$

Аналогично определяется жесткость железобетонных элементов при проектировании их усиления дополнительными упругими опорами, когда дополнительный изгибающий момент от нагрузки, приложенной после усиления, распределяется пропорционально жесткостям усиливаемой конструкции B_1 и дополнительной упругой опоры B_2 .

$$\frac{\Delta M_1}{B_1} = \frac{\Delta M_2}{B_2}, \quad (1.31)$$

где $\Delta M = \Delta M_1 + \Delta M_2$ - дополнительный изгибающий момент от нагрузки, приложенной после усиления.

Для затяжек вводятся коэффициенты условий работы, полученные на основе экспериментальных данных: для горизонтальных - $m_0 = 0.85$, для шпренгельных - $m_0 = 0.8$.

Расчет по второй группе предельных состояний усиленных железобетонных конструкций в литературе, связанной с проектированием усиления, не регламентирован. В главе 6* "Указания по расчету и конструированию железобетонных конструкций при реконструкции зданий и сооружений" СНиП 2.03.01-84* имеется указание о необходимости расчета усиленных конструкций на полные эксплуатационные нагрузки по предельным состояниям второй группы.

В [108] расчет сборно-монолитных конструкций по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси кон-

струкции, производится в соответствии со СНиП 2.03.01-84* для приведенного сечения бетона сборной и монолитной части.

Ширина раскрытия нормальных трещин при наличии начальных трещин в сборном элементе определяется по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1} \left(1 + \frac{\sigma_s - \sigma_{s1}}{\psi_{s1} \sigma_{s1}} \right), \quad (1.32)$$

где a_{crc1} - ширина раскрытия начальных трещин к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

σ_{s1}, ψ_{s1} - соответственно напряжения в арматуре и коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещиной, до приобретения монолитным бетоном заданной прочности.

При расчете по деформациям сборно-монолитных конструкций видоизменен коэффициент δ , который учитывает наличие двух классов бетона в сечении

$$\delta = \frac{M}{b_1 h_0^2 \left[R_{0,ser1} \frac{A_{red1}}{A_{red}} + \frac{R_{0,ser2} A_2 E_{b2} / E_{b1}}{A_{red}} \right]}. \quad (1.33)$$

В последнее время появилось несколько работ, посвященных оценке прочности и расчету усиления железобетонных конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности, выявлению конструкций, обладающих повышенной жесткостью и несущей способностью. Это работы П.В. Алявдина [3, 4], Т.И. Барановой [23], В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко, Р.С. Санжаровского и их учеников [31, 33, 34, 131], В.А. Клевцова и Е.Г. Кремневой [63], В.Г. Казачка, Т.М. Пецольда и его учеников [69, 108], Г.З. Марчюкайтиса [89]..

При разработке теории расчета усиления железобетонных конструкций использованы достижения в области теории железобетона, основные подходы к современным методам расчета железобетонных конструкций которой заложены в работах Н.Х. Арутюняна, С.В. Александровского, П.В. Алявдина, И.Н. Ахвердова, В.Н. Байкова, П.М. Вича, В.М. Бондаренко, А.П. Васильева, П.И. Васильева, А.А. Гвоздева, А.Б. Гольшпева, Ю.П. Гупци, М.И. Додонова, А.А. Дыховичного, А.С. Залесова, О.Ф. Ильина, Н.И. Карпенко, В.А. Клевцова, Д.Р. Майяна, Г.З. Марчюкайтиса, В.И. Мурашева, Т.А. Мухамедиева, Я.М. Немировского, Т.М. Пецольда, А.А. Прокоповича, И.Е. Прокоповича, А.Р. Ржаницына, Р.С. Санжаровского, Б.С. Соколова, Я.Г. Сунгатулина, В.П. Чайки, Е.А. Чистякова и многих других.

Глава 2

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА

2.1. Уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения железобетонного элемента

Для расчета железобетонных элементов в отечественных нормативных документах широко применяется метод сечений. При действии изгибающих моментов и продольных сил рассматриваются сечения, нормальные к продольной оси элемента. Если элемент находится в равновесии можно составить уравнения равновесия.

В последнее время находит широкое применение метод сечений с использованием деформационной модели, позволяющей с единых универсальных позиций рассчитывать железобетонные элементы любой формы поперечного сечения, с различными арматурой и бетоном. Характерной особенностью модели является применение, кроме уравнений равновесия усилий, условий деформирования сечения и диаграмм состояния бетона и арматуры.

Рассмотрим поперечное сечение железобетонного элемента. Согласно деформационной модели сечение рассматривается как совокупность элементарных площадок, в пределах которых деформации считаются равномерно распределенными. При рассмотрении изгибаемых и внецентренно сжатых в одной плоскости элементов сечение разделяется на элементарные слои (рис. 2.1, а), при косом изгибе и косом внецентренном сжатии - на элементарные площадки (рис. 2.1, б).

Распределение деформаций по сечению железобетонного элемента до появления трещин подчиняется гипотезе плоских сечений. После появления трещин в момент разрыва бетона растянутой зоны появляется сдвиг между арматурой и бетоном, сечение искривляется. По длине элемента деформации сжатой и растянутой зон сечения переменные, а нейтральная ось волнообразная (рис. 2.2, а). При этом в сечении с трещиной участок сечения железобетонного элемента над трещиной остается плоским. Для средних сечений, расположенных на участке между трещинами и испытывающих слева и справа симметричные воздействия, также справедлива гипотеза плоских сечений [98] (рис. 2.2, б).

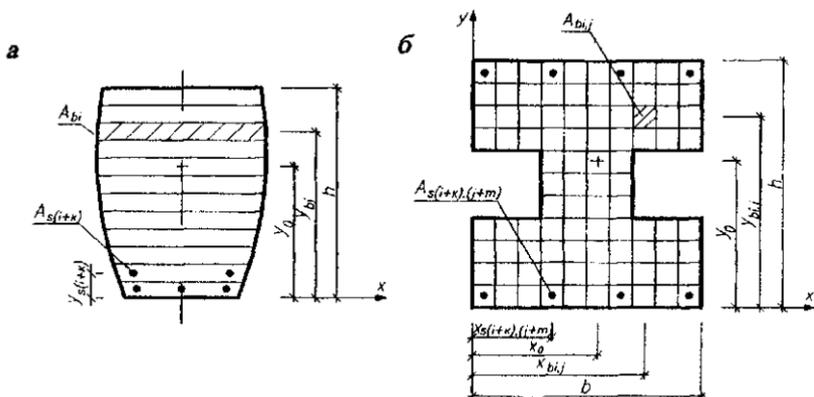


Рис. 2.1. Расчетное поперечное сечение железобетонного элемента: а – изгибаемого, внецентренно сжатого в одной плоскости; б – косоизгибаемого, кососжатого

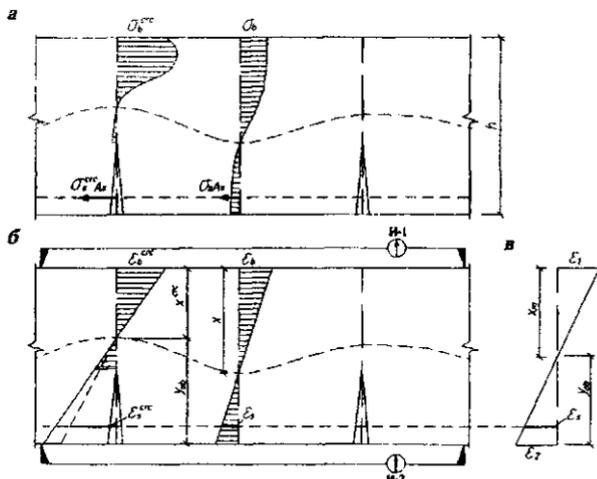


Рис. 2.2. Напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента с трещинами: а – распределение напряжений в сечениях; б – распределение деформаций в сечениях; в – распределение средних деформаций

В рассматриваемой задаче применяется гипотеза плоских сечений в постановке В.И. Мурашева - Я.М. Немировского [101, 102] для средних продольных деформаций растянутой и сжатой зоны. Многочисленные экспериментальные исследования показали справедливость названной гипотезы для железобетонных элементов, длина которых в β и более раз превышает максимальный

размер поперечного сечения. В этом случае влиянием сдвигов можно пренебречь. Гипотеза плоских сечений используется в качестве допущения для железобетонных элементов, имеющих трещины в растянутой зоне, для осредненных продольных деформаций растянутой и сжатой зоны (рис. 2.2, в).

Для изгибаемых элементов уравнения напряженно-деформированного состояния имеют вид:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^k \sigma_{bi} A_{bi} (y_0 - y_{bi}) + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si} A_{si} (y_0 - y_{si}) - M = 0, \\ \sum_{i=1}^k \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si} A_{si} = 0, \end{aligned} \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_{(b,s)i} = \frac{1}{r} (y_0 - y_{(b,s)i}), \quad \sigma_{(b,s)i} = f(\varepsilon_{(b,s)i}),$$

где $\sigma_{(b,s)i}$ - нормальные напряжения в i -той элементарной площадке бетона или арматуры, $\varepsilon_{(b,s)i}$ - продольные деформации i -той элементарной площадки бетона или арматуры, $A_{(b,s)i}$ и $y_{(b,s)i}$ - соответственно площадь сечения и расстояние от выбранной оси до центра тяжести i -той элементарной площадки бетона или арматуры, y_0 - расстояние от выбранной оси до центра изгиба (центра тяжести) сечения, k и $(n-k)$ - количество элементарных площадок соответственно бетона и арматуры в сечении. M - изгибающий момент от внешней нагрузки.

Для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов уравнения напряженно-деформированного состояния запишутся в виде:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^k \sigma_{bi} A_{bi} (y_0 - y_{bi}) + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si} A_{si} (y_0 - y_{si}) - N \cdot (y_0 - e_N) = 0, \\ \sum_{i=1}^k \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \end{aligned} \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_{(b,s)i} = \frac{1}{r} (y_0 - y_{(b,s)i}) + \varepsilon_N,$$

$$\sigma_{(b,s)i} = f(\varepsilon_{(b,s)i}),$$

где e_N - расстояние от места приложения продольной силы N до выбранной оси, $E_{(b,s)i}$ - секущий модуль деформаций для i -той элементарной площадки, определяемый диаграммой деформирования бетона или арматуры, ε_N - относительная деформация в центре изгиба сечения железобетонного элемента, определяется из выражения:

$$\varepsilon_N = \frac{N}{\sum_{i=1}^k E_{bi} A_{bi} + \sum_{i=k+1}^n E_{si} A_{si}}. \quad (2.2^*)$$

Исходные системы уравнений (2.1) и (2.2) напряженно-деформированного состояния могут быть преобразованы к системам разрешающих уравнений с двумя неизвестными $1/r, y_0$ следующего вида:

- для изгибаемых элементов

$$\frac{1}{r} \left[\sum_{i=1}^k E_{bi} A_{bi} y_{bi} (y_0 - y_{bi}) + \sum_{i=k+1}^n E_{si} A_{si} y_{si} (y_0 - y_{si}) \right] - M = 0,$$

$$\frac{1}{r} \left[\sum_{i=1}^k E_{bi} A_{bi} (y_0 - y_{bi}) + \sum_{i=k+1}^n E_{si} A_{si} (y_0 - y_{si}) \right] = 0, \quad (2.3)$$

- для внецентренно сжатых (растянутых) элементов

$$\frac{1}{r} \left[\sum_{i=1}^k E_{bi} A_{bi} (y_0 - y_{bi})^2 + \sum_{i=k+1}^n E_{si} A_{si} (y_0 - y_{si})^2 \right] - N(y_0 - e_N) = 0,$$

$$\frac{1}{r} \left[\sum_{i=1}^k E_{bi} A_{bi} (y_0 - y_{bi}) + \sum_{i=k+1}^n E_{si} A_{si} (y_0 - y_{si}) \right] = 0. \quad (2.4)$$

Если напряжения растяжения в бетоне элементарной площадки превышают предельные значения, это свидетельствует об образовании трещины. В дальнейших расчетах осевая жесткость этой элементарной площадки принимается равной нулю, т.е. $E_{bi} A_{bi} = 0$. Найденные секущие модули деформаций вводятся в расчет в новом расчетном цикле.

Критерием разрушения железобетонного элемента принято разрушение сжатой зоны бетона или разрыв растянутой арматуры. Максимальное усилие от внешней нагрузки, при котором соблюдаются условия равновесия (2.1) и (2.2), соответствует несущей способности железобетонного элемента.

Следует отметить отличие принятого критерия разрушения сжатой зоны бетона от распространенного в настоящее время ограничения предельных деформаций наиболее сжатой грани [44, 66]. Преимуществом является отсутствие необходимости нормирования еще одного критерия бетона - его предельной сжимаемости, что особенно важно для оценки состояния эксплуатируемых конструкций, сведения о бетоне которых ограничены. Кроме этого, работа усиленных железобетонных элементов, как будет показано ниже, связана с высокой степенью перераспределения усилий в сечении и ограничение деформаций не позволяет в ряде случаев точно оценить напряженно-деформированное состояние нормального сечения.

Критерием разрушения арматуры принимается достижение напряжений, равных временному сопротивлению разрыву. Это полностью устраняет несовершенство действующих нормативных документов, где для твердой стали критерием разрушения арматуры принят условный предел текучести $\sigma_{0.2}$. При вы-

соких процентах армирования изгибаемые конструкции разрушаются по сжатой зоне при напряжениях в арматуре, меньших $\sigma_{0,2}$. При низких процентах армирования разрушение конструкций происходит при более высоких напряжениях в арматуре, вплоть до временного сопротивления разрыву, т.е. при напряжениях $\sigma_{0,2}$ конструкция не разрушится. В СНиП 2.03.01-84* такое несоответствие частично исправляется введением коэффициента условий работы $\gamma_{sf} = 1...1,2$.

Для косоугольного изгиба и косоугольного внецентренного сжатия расчет напряженно-деформированного состояния производится аналогично относительно двух взаимно перпендикулярных осей. Относительные деформации i, j -той элементарной площадки согласно гипотезе плоских сечений определяются по формулам:

- для косоизгибаемых элементов

$$\epsilon_{(b,s)l,j} = \frac{M_y(y_0 - y_{(b,s)l,j})}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)l,j} A_{(b,s)l,j} (y_0 - y_{(b,s)l,j})^2} + \frac{M_x(x_0 - x_{(b,s)l,j})}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)l,j} A_{(b,s)l,j} (x_0 - x_{(b,s)l,j})^2} \quad (2.5)$$

или

$$\epsilon_{(b,s)l,j} = \left(\frac{1}{r}\right)_y (y_0 - y_{(b,s)l,j}) + \left(\frac{1}{r}\right)_x (x_0 - x_{(b,s)l,j}), \quad (2.6)$$

- для кососжатых элементов

$$\epsilon_{i,j} = \frac{N(y_0 - e_{Ny})(y_0 - y_{(b,s)l,j})}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)l,j} A_{(b,s)l,j} (y_0 - y_{(b,s)l,j})^2} + \frac{N(x_0 - e_{Nx})(x_0 - x_{(b,s)l,j})}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)l,j} A_{(b,s)l,j} (x_0 - x_{(b,s)l,j})^2} + \frac{N}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)l,j} A_{(b,s)l,j}}, \quad (2.7)$$

или

$$\epsilon_{(b,s)l,j} = \left(\frac{1}{r}\right)_y (y_0 - y_{(b,s)l,j}) + \left(\frac{1}{r}\right)_x (x_0 - x_{(b,s)l,j}) + \epsilon_N, \quad (2.8)$$

где M_y и M_x - составляющие изгибающего момента соответственно в плоскости оси y и x ; e_{Ny} и e_{Nx} - расстояние от места приложения продольного усилия до соответственно оси y и x ; $\left(\frac{1}{r}\right)_y$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ - кривизна в плоскости соответственно оси y и x ; y_0 и x_0 - расстояние от центра изгиба сечения до соответственно оси y и x ; ϵ_N - относительная деформация в центре изгиба сечения.

Определение несущей способности и напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с предварительно напряженной арматурой производится в два этапа.

На первом этапе рассматривается незагруженный внешней нагрузкой железобетонный элемент в момент отпуска предвари-

тельного напряжения с учетом внецентренного приложения усилий предварительного напряжения. Определяются относительные деформации при обжатии в элементарных площадках бетона и стержнях арматуры без предварительного напряжения, а также относительные деформации на уровне стержней предварительно напряженной арматуры, которые характеризуют потери предварительного напряжения при обжатии.

Так, для железобетонных элементов с предварительным напряжением отдельных стержней арматуры уравнения напряженно-деформированного состояния (2.1) запишутся в виде

$$\sum_{i=1}^k \sigma_{bi} A_{bi} (y_0 - y_{bi}) + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si} A_{si} (y_0 - y_{si}) - \sum_{i=n+1}^m \sigma_{spi} A_{spi} (y_0 - y_{spi}) = 0,$$

$$\sum_{i=1}^k \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si} A_{si} - \sum_{i=n+1}^m \sigma_{spi} A_{spi} = 0, \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_{(b,s)i} = \frac{1}{r} (y_0 - y_{(b,s)i}) + \varepsilon_{P,sp}, \quad \varepsilon_{spi} = \frac{1}{r} (y_0 - y_{spi}) + \varepsilon_{spki} + \varepsilon_{P,sp}$$

$$\sigma_{bi} = f(\varepsilon_{bi}), \quad \sigma_{si} = f(\varepsilon_{si}), \quad \sigma_{spi} = f(\varepsilon_{spi}),$$

где ε_{spki} - относительная деформация предварительно напряженного i -того стержня арматуры, соответствующая начальному контролируемому значению предварительного напряжения в момент отпуска, $(m-n)$ - количество предварительно напряженных стержней, y_0 - расстояние от принятой оси до центра изгиба сечения без учета предварительно напряженной арматуры, $\varepsilon_{P,sp}$ - относительная деформация в центре изгиба сечения от усилия предварительного напряжения, определяется по формуле

$$\varepsilon_{P,sp} = \frac{\sum_{i=n+1}^m \sigma_{spi} A_{spi}}{\sum_{i=1}^k E_{bi} A_{bi} + \sum_{i=k+1}^n E_{si} A_{si}}. \quad (2.9^*)$$

Относительные деформации на уровне стержней предварительно напряженной арматуры, которые характеризуют потери предварительного напряжения при обжатии вычисляются по формуле

$$\varepsilon_{spi} = \frac{1}{r} (y_0 - y_{spi}) + \varepsilon_{P,sp}. \quad (2.9^{**})$$

В результате расчета определяются параметры напряженно-деформированного состояния нормального сечения элемента после обжатия усилием предварительного напряжения, а также напряжение σ_{spi} с учетом потерь в стержнях предварительно напряженной арматуры, которые будут являться начальными при последующем нагружении конструкции.

На втором этапе рассматривается железобетонный элемент под действием внешней нагрузки. Уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента с предварительным напряжением отдельных стержней арматуры на втором этапе расчета имеют вид

$$\sum_{i=1}^k \sigma_{bi} A_{bi} (y_0 - y_{bi}) + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si} A_{si} (y_0 - y_{si}) + \sum_{i=n+1}^m \sigma_{spi} A_{spi} (y_0 - y_{spi}) - M = 0,$$

$$\sum_{i=1}^k \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{i=n+1}^m \sigma_{spi} A_{spi} = 0, \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{(b,s)i} = \frac{1}{r} (y_0 - y_{(b,s)i}) + \varepsilon_{1P,sp}, \quad \varepsilon_{spi} = \frac{1}{r} (y_0 - y_{spi}) + \varepsilon_{spki} + \varepsilon_{1P,sp},$$

$$\sigma_{bi} = f(\varepsilon_{bi}), \quad \sigma_{si} = f(\varepsilon_{si}), \quad \sigma_{spi} = f(\varepsilon_{spi}).$$

где y_0 - расстояние от принятой оси до центра изгиба сечения с учетом предварительно напряженной арматуры; $\varepsilon_{1P,sp}$ - относительная деформация от действия усилия предварительного напряжения, вычисленная на первом этапе по формуле (2.9^{*}).

Для определения напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента на стадии разгрузки используются уравнения (2.1), (2.2), (2.10) с учетом зависимости $\sigma_{(b,s)i} = f(\varepsilon_{(b,s)i})$ для ветви разгрузки.

При расчете напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов таврового или двутаврового сечения с развитыми полками в растянутой или сжатой зонах распределение деформаций по ширине полки принимается по зависимости

$$\varepsilon_{(b,s)j} = \exp\left(-a \frac{x_c}{h_f}\right)^2, \quad (2.11)$$

где $a = 0.015 \dots 0.021$ - опытный коэффициент, x_c - расстояние от грани ребра, сопряженного с полкой до j -той элементарной площадки, h_f - толщина полки сечения.

Повреждения и отколы бетона учитываются исключением из расчета эквивалентных по площади элементарных площадок бетона. Учет изменения прочностных и деформационных характеристик отдельных участков сечения бетона учитывается зависимостью $\sigma_{bi} = f(\varepsilon_{bi})$ для элементарных площадок этих участков, которые могут быть получены по результатам обследования. При необходимости определения деформаций конструкции, кроме того, важным является распределение

участков бетона с измененными прочностными и деформационными характеристиками по длине конструкции.

Уменьшение поперечного сечения отдельных стержней арматуры вследствие коррозии учитывается использованием в расчете фактической площади поперечного сечения или эквивалентной площади при несимметричном повреждении стержней арматуры [43, 121]. При совместном действии продольных сил и изгибающего момента возможны два варианта задания исходных данных:

-внецентренное сжатие (растяжение), когда известны продольная сила N и место ее приложения (определяется расстоянием до какой-либо точки на центральной оси инерции в плоскости сечения. Если эта точка совпадает с центром изгиба сечения, то это расстояние называется эксцентриситетом и обозначается e_0). Этот вариант характерен для статически определимых конструкций.

-сжатие (растяжение) с изгибом, когда известны продольная сила N и изгибающий момент M . Случай статически неопределимых конструкций.

Оба варианта могут быть связаны известной зависимостью $M=N \cdot e_0$.

Следует заметить, что при расчете нормального сечения внецентренно сжатого (растянутого) железобетонного элемента по деформационной модели положение центра изгиба сечения изменяется (в отличие от упругих материалов), что вызывает при фиксированном положении продольной силы изменение изгибающего момента. Аналогичный эффект, например, можно наблюдать в центрально нагруженных железобетонных колоннах с несимметричным армированием - центрально нагруженная на начальном этапе колонна вследствие смещения центра изгиба при нагружении из-за физической нелинейности превращается во внецентренно нагруженную.

Кроме того, вследствие изгиба происходит смещение геометрической оси железобетонного элемента от первоначального положения. В результате для внецентренно нагруженных элементов изменяется эксцентриситет действия нагрузки и напряженно-деформированное состояние.

2.2. Диаграммы деформирования бетона и арматуры при кратковременном нагружении и разгрузке

Зависимости между напряжениями и деформациями для бетона и арматуры железобетонных элементов являются феноменологическими. К настоящему времени накоплен значительный опыт экспериментального получения диаграмм. На зависимость $\sigma - \varepsilon''$ для бетона из-за ползучести влияет скорость нагружения [58], (рис.2.3), градиенты напряжений и деформаций [153, 154], другие факторы.

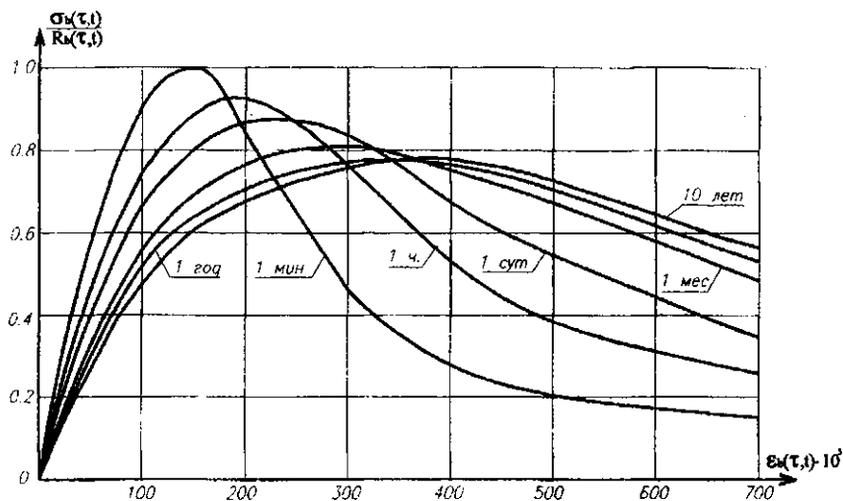


Рис. 2.3. Зависимость " $\frac{\sigma_b(\tau, t)}{R_b(\tau, t)} - \varepsilon_b(\tau, t)$ " от скорости нагружения

Поэтому целесообразно ввести понятие эталонной диаграммы, из которой затем получать, так называемые, трансформированные диаграммы, учитывающие различные факторы. Имеются предложения по получению эталонной диаграммы бетона на стандартных призмах, испытываемых с постоянной скоростью роста деформаций в 2%о в час [59, 99]. Такая скорость нагружения позволяет достигать вершину диаграммы примерно за 1 час. В [54] в испытаниях по определению диаграммы деформирования бетона принимается ступенчатое нагружение. Величина двух первых ступеней составляет 0.05 от ожидаемой предельной нагрузки N_u , затем величина ступеней увеличивается вдвое. На

чиная со ступени $0.85N_u$ все последующие ступени нагружения уменьшают до $0.05N_u$. На каждой ступени нагрузка выдерживается постоянной 4-5 мин.

Современные предложения по расчету конструкций построены на использовании полных (с нисходящей ветвью) диаграмм деформирования материалов. Уравнения механического состояния материалов на основе молекулярно-кинетической, термодинамической теории не позволяют получить верную количественную картину. Для получения полной диаграммы сжатия (растяжения) бетона прессы и машины оснащают разгружающими упругими вставками [93].

В настоящее время существует широкий разброс мнений относительно математического описания диаграмм состояния бетона и арматуры. Диапазон мнений характеризуется - от криволинейных, максимально приближенным к опытным кривым, к кусочно-линейным, проходящим через основные базовые точки.

Для бетона известны следующие зависимости:

- степенной закон Бюльфингера [46]

$$\sigma_b = A \varepsilon_b^k, \quad (2.12)$$

- уравнение Л.И. Онищика [44]

$$\sigma_b = 1.1 R_b \left[1 - \frac{1}{\exp(0.9 E_b \varepsilon_b / R_b)} \right], \quad (2.13)$$

- зависимости Ш. Поповича [46, 158]

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{\eta \gamma}{1 + (\gamma - 1) \eta^{\gamma-1}}, \quad \eta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}}, \quad \gamma = \frac{E_b \varepsilon_{bR}}{R_b}, \quad (2.14)$$

- полином пятой степени [19, 21]

$$\sigma_b = A \varepsilon_b + B \varepsilon_b^2 + C \varepsilon_b^3 + D \varepsilon_b^4 + F \varepsilon_b^5, \quad (2.15)$$

- зависимости Ю.П. Гуци, М.Л. Зака [46]

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{\eta \gamma}{1 + (\gamma - 1)(0.75 \eta + 0.25 \eta^3)^{\frac{\gamma}{\gamma-1} 1.5}}, \quad \eta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}}, \quad \gamma = \frac{E_b \varepsilon_{bR}}{R_b} \quad (2.16)$$

- зависимости Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиева [55-59]

$$\sigma_b = E_b v_b \varepsilon_b, \quad v_b = \left[\eta_b + \sqrt{\eta_b^2 - 4ac} \right] / 2a, \quad \bar{v}_b = R_b / (E_{Rc} E_b), \quad (2.17)$$

$$\eta_b = \bar{v}_b e_{1b} \eta (v_0 - \bar{v}_b)^2 - 2 \bar{v}_b^3, \quad a = \bar{v}_b^2 + e_{2b} \eta^2 (v_0 - \bar{v}_b)^2,$$

$$e_{2b} = 1 - e_{1b}, \quad c = \bar{v}_b^2 (v_0^2 - 2v_0 \bar{v}_b), \quad \eta = \varepsilon_b / E_{Rc},$$

- для восходящей ветви

$$v_0 = 1, \quad e_{1b} = 2 - 2.5 \bar{v}_b,$$

- для нисходящей ветви

$$\nu_0 = 2.05\sqrt{\nu_b}, \quad e_{1b} = 1.95\sqrt{\nu_b} - 0.138.$$

- зависимость в виде квадратной параболы (рис.2.4), принятая в Нормах ЕКБ-ФИП [45]

$$\sigma_b = R_b \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad \epsilon_b \leq \epsilon_{b,u} \quad (2.18)$$

где коэффициенты, входящие в формулу равны

$$k = \frac{E_b \epsilon_R}{R_b}, \quad \eta = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_R}.$$

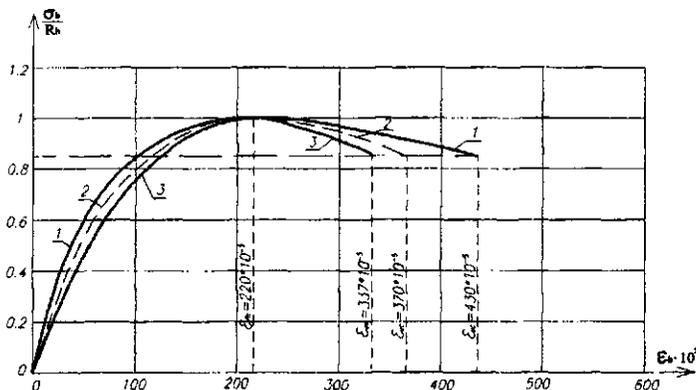


Рис. 2.4. Зависимость " $\frac{\sigma_b}{R_b} - \epsilon_b$ ", рекомендованная ЕКБ-ФИП для бетона классов: 1-В15; 2-В30; 3-В45

Зависимость дифференцируема и позволяет выразить в явном виде ϵ_b через σ_b

$$\epsilon_b = -\frac{\epsilon_R}{2R_b^2} \left[\sigma_b (E_b \epsilon_R - 2R_b) - C \pm \sqrt{A\sigma_b^2 + B\sigma_b + C^2} \right], \quad (2.18^*)$$

где A, B, C - коэффициенты, определяются из выражений

$$A = E_b^2 \epsilon_R^2 - 4R_b E_b \epsilon_R + 4R_b^2,$$

$$B = -2R_b E_b^2 \epsilon_R^2 + 4R_b^2 E_b \epsilon_R - 4R_b^3,$$

$$C = R_b E_b \epsilon_R.$$

При этом Нормы ЕКБ-ФИП ограничивают протяженность нисходящей ветви напряжениями, составляющими $(0.85 \dots 0.9)R_b$, и принимают для бетонов различной прочности деформации в вершине диаграммы одинаковыми, равными $\epsilon_R = 0.0022$.

Относительные деформации в вершине расчетных диаграмм сжатия зависят от класса бетона (рис. 2.5). Эти зависимости имеют вид:

- по данным [29, 113]

$$\epsilon_{Rc} = R_b \left(0.1 + \frac{10.8}{R_b} \right) \cdot 10^{-4}, \quad (2.19)$$

- по данным Р.Л. Серых и О.Ф. Ильина, которые скорректированы с учетом опытных значений для бетонов низких классов

$$\epsilon_{Rc} = \frac{B}{E_b} \frac{0 + 0.75 B/60 + 0.2/B}{0.12 + B/60 + 0.2/B}, \quad (2.20)$$

где B - класс бетона,

- по данным Т.А. Мухамедиева [99]

$$\epsilon_{Rc} = \frac{a + R_b}{b - cR_b} \lambda \frac{62R_b + 0.68R_b^2 + 22}{7R_b + R_b^2 + 22}, \quad (2.21)$$

где $\lambda=1$, $a=18$, $b=53000$, $c=62$ - коэффициенты для тяжелого бетона.

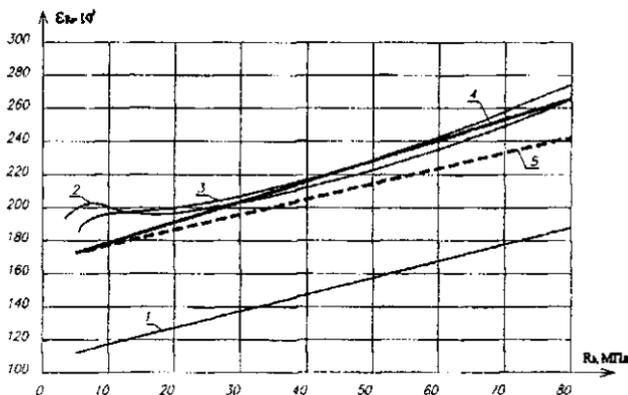


Рис. 2.5. Относительные деформации в вершине расчетной для второй группы предельных состояний диаграммы сжатия тяжелого бетона, вычисленные:

1- по формуле (2.19); 2- по формуле (2.20); 3- по формуле (2.21); 4,5- по формуле (2.22) для расчетной диаграммы соответственно для второй или первой групп предельных состояний

Зависимость относительных деформаций бетона, соответствующих максимальным напряжениям сжатия, может быть представлена в виде

$$\epsilon_{Rc} = R_b \left(0.12 + \frac{16.8}{R_b} \right) \cdot 10^{-4}. \quad (2.22)$$

В исследованиях [20, 26, 27] отмечается, что диаграмма сжатия бетона, полученная при испытании призм на осевое сжатие с достаточной степенью точности может быть использована при расчете изгибаемых и внецентренно сжатых элементов.

В то же время имеется немало отечественных и зарубежных исследований, позволяющих предположить обратное. Повышение прочности бетона при изгибе связано, согласно [29], с особенностями развития микротрещин в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах, наличия в них градиента деформаций смежных волокон. Так в [159] приводятся диаграммы сжатия бетона (рис. 2.6) при центральном нагружении (линия 1) и неоднородном сжатии (линия 2). Максимальные напряжения в вершине диаграммы при неоднородном нагружении отличаются от максимальных напряжений при однородном сжатии приблизительно в 1.2 раза, а относительные деформации в вершине диаграммы соответственно в 1.4 раза. Еще в 1936 году в СССР при разработке норм для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов было введено понятие предела прочности на сжатие при изгибе $R_u = 1.25R_b$. Использование величины R_u давало надежные результаты для обычных бетонов при расчете с прямоугольной эпюрой напряжений. Однако для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов, близких к переармированию, отмечалась переоценка несущей способности. В СНиП II-21-75 было рекомендовано использовать во всех случаях величину R_b .

В.П. Чайка на основе обобщения большого количества экспериментальных данных расчетным методом предложил зависимости, позволяющие трансформировать диаграмму сжатия бетона для различных условий. Так максимальные напряжения в вершине диаграммы равны:

- для бетона в осесимметричной сжатой зоне над третиной

$$\frac{\sigma_{max}}{R_b} = 1.27 + 0.36 \frac{90 - R}{R}, \quad (2.23)$$

- для бетона на участке между трещинами

$$\frac{\sigma_{max}}{R_b} = 1.02 + 0.29 \frac{90 - R}{R}, \quad (2.24)$$

где R - кубиковая прочность бетона. Формулы (2.23) и (2.24) справедливы при $20 \leq R \leq 90$ кг/см².

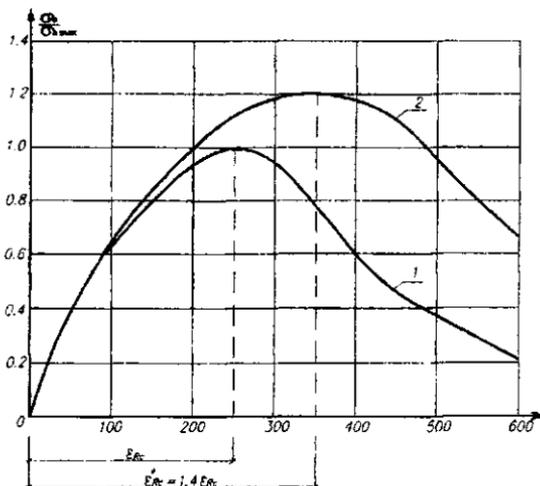


Рис. 2.6. Диаграммы деформирования бетона по [155] при сжатии: 1-центральном; 2-неоднородном

Для бетона элементов, работающих без трещин

$$\frac{\sigma_{max}}{R_b} = 1.1, \quad (2.25)$$

И.А. Узун в [141, 142] предложил трансформированные диаграммы деформирования бетона сжатой зоны изгибаемых и внецентренно сжатых элементов

$$\frac{\sigma_b}{\chi_{\sigma} R_b} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad k = \frac{E_b \epsilon_R}{\chi_{\sigma} R_b}, \quad (2.26)$$

где коэффициент упрочнения неоднородно напряженного бетона равен

$$\chi_{\sigma} = 1.2944 + 0.2352 \ln \frac{\epsilon_b^*}{x} \leq 1.2, \quad (2.27)$$

ϵ_b^* - определяют на вершине экспериментальных диаграмм "N- ϵ_b ", "M- ϵ_b " или принимают равными конечной относительной деформации ϵ_{bu} на диаграмме (2.17); x - средняя высота сжатой зоны изгибаемых элементов.

Дискуссия по вопросу разработки единых аппроксимаций зависимости напряжений и относительных деформаций сжатия бетона, учитывающих особенности его деформирования при неоднородном нагружении еще не закрыта.

Вопрос относительно формы представления диаграммы деформирования бетона на растяжение меньше обсуждается в ли-

тературе, поскольку менее важен при оценке несущей способности элементов. Как правило, для унификации принимается те же уравнения аппроксимации зависимости напряжений и деформаций со своими коэффициентами.

При оценке деформаций и ширины раскрытия трещин эксплуатируемых железобетонных конструкций, которые испытывают действие кратковременных нагрузок с разгрузкой, или при расчете усиления конструкций при частичном или полном разгрузении важное значение имеет учет особенностей деформирования конструкций при многократно повторных нагружениях. В работах, посвященных экспериментальному исследованию железобетонных элементов при разгрузении [67, 105], отмечается значительный остаточный прогиб и ширина раскрытия трещин после разгрузки. Одним из путей учета в расчетной модели особенностей деформирования железобетонных элементов при их разгрузении является использование диаграмм деформирования бетона и арматуры на ветвях разгрузки.

Для описания диаграммы " $\sigma_b - \varepsilon_b$ " при разгрузении сжатого и растянутого бетона может быть принята линейная зависимость [133], т.е.

$$\bar{\sigma}_b = \sigma_b^* - E_b \bar{\varepsilon}_b, \quad \bar{\sigma}_{bt} = \sigma_{bt}^* - E_b \bar{\varepsilon}_{bt}, \quad (2.28)$$

где σ_b^* и σ_{bt}^* - напряжения соответственно сжатия и растяжения бетона в момент начала разгрузки.

Для аппроксимации криволинейных диаграмм деформирования арматуры, в настоящее время, предложен ряд математических выражений, описывающих экспериментальные кривые. Аналитические выражения также, как и для бетона, должны удовлетворять требованиям: наиболее точно описывать опытные кривые, проходя через характерные точки диаграммы деформирования арматуры, и иметь, по возможности, простой вид.

Наиболее точными аналитическими зависимостями для описания диаграммы растяжения арматуры являются используемые С.А. Мадатяном [87, 106] кубические сплайны.

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad 0 \leq \sigma_s \leq \sigma_{el};$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + m_1 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0.2}} - \eta_1 \right)^3, \quad \sigma_{el} \leq \sigma_s \leq \sigma_{0.2}; \quad (2.29)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + m_1 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0.2}} - \eta_1 \right)^3 + m_2 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0.2}} - 1 \right)^3, \quad \sigma_{0.2} \leq \sigma_s \leq \sigma_{0.5};$$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + m_1 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0.2}} - \eta_1 \right)^3 + m_2 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0.2}} - 1 \right)^3 + m_3 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0.2}} - \eta_3 \right)^3, \quad \sigma_{0.5} \leq \sigma_s \leq \sigma_u.$$

Коэффициенты, входящие в выражения (2.33), определяются из условия прохождения кривых через базовые точки:

$$m_1 = \frac{0.002}{(1 - \eta_1)^3}, \quad m_2 = \frac{0.005 - m_1(\eta_3 - \eta_1)^3}{(\eta_3 - 1)^3}, \quad m_3 = \frac{\delta_p - m_1(\eta_4 - \eta_1)^3 - m_2(\eta_4 - 1)^3}{(\eta_4 - \eta_3)^3},$$

$$\eta_1 = 1 - 2.7 \frac{\sigma_{0.2} - \sigma_{0.05}}{\sigma_{0.2}}, \quad \eta_3 = \frac{\sigma_{0.5}}{\sigma_{0.2}}, \quad \delta_p = \delta_n - \frac{\sigma_u}{E_s}, \quad \eta_4 = \frac{\sigma_u}{\sigma_{0.2}},$$

где δ_n - полные удлинения арматуры перед разрывом.

Для аппроксимации диаграммы растяжения арматуры используются упрощенные кусочно-линейные функции, проходящие через базовые точки. Для мягких сталей, имеющих физический предел текучести, обычно используется диаграмма Прандтля с ограниченной протяженностью площадки текучести (рис.2.7, а). В качестве расчетной диаграммы состояния арматуры с условным пределом текучести принимается диаграмма, состоящая из трех прямолинейных отрезков с тремя базовыми точками, (рис.2.7, б). Диаграммы деформирования арматуры при растяжении и сжатии принимаются одинаковыми, за исключением арматуры, упрочненной вытяжкой, и сжатой внешней арматуры, в которой предельные деформации могут ограничиваться деформациями, соответствующими потере устойчивости.

Для описания диаграммы " $\sigma_s - \epsilon_s$ " при разгрузении растянутой и сжатой арматуры, как и для бетона, может быть принята линейная зависимость.

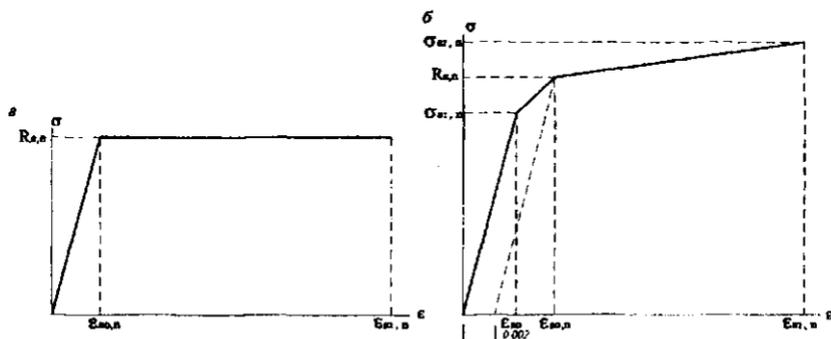


Рис. 2.7. Расчетные диаграммы деформирования арматуры: а - с физическим пределом текучести; б - с условным пределом текучести

2.3. Учет работы бетона растянутой зоны между трещинами и неравномерности деформаций бетона сжатой зоны

Важным моментом в расчетной модели нормального сечения для оценки напряженно-деформированного состояния эксплуатируемых железобетонных конструкций является учет работы бетона растянутой зоны между трещинами. В стадии нагружения изгибаемого элемента до появления трещин в бетоне сопротивление растяжению оказывает бетон и продольная арматура. Деформации бетона и арматуры благодаря сцеплению между ними равны между собой. С увеличением нагрузки на наиболее ослабленных участках (вследствие неоднородности структуры бетона и частично арматуры) растягивающие напряжения в бетоне приближаются к предельным и появляются трещины. В сечении с трещиной и вблизи него сцепление нарушается, растягивающие усилия воспринимаются арматурой. В сечении между трещинами растягивающие усилия воспринимаются бетоном и арматурой, уменьшая деформативность изгибаемого элемента. Описанную работу растянутой зоны конструкций предпринимались попытки представить математически [18, 54, 151], но даже при значительной идеализации материалов и явлений имеются большие трудности.

Согласно предложению В.И. Мурашева [97] после появления трещин влияние работы растянутой зоны бетона на деформативность железобетонного элемента учитывается введением общего коэффициента ψ_s . Графически коэффициент ψ_s может быть представлен как отношение площади эпюры напряжений в арматуре на участке между трещинами ко всей площади эпюры напряжений на этом участке. Он зависит от величины напряжений в арматуре σ_s , процента армирования сечения μ , упруго-пластических свойств бетона.

$$\psi_s = 1 - \frac{\omega R_{bt} \chi}{\sigma_s \mu} \left(1 - \frac{A_b}{A} \right), \quad (2.30)$$

где ω - коэффициент полноты эпюры растягивающих напряжений в бетоне на участке между трещинами, A_b - площадь сжатой зоны сечения, A - площадь поперечного сечения элемента, $\chi = M_{cr} / M$ (согласно опытным данным).

В расчетной модели по предложению Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиева учет работы растянутой зоны бетона после пересечения арматуры трещиной производится путем трансформирования диаграммы растяжения свободной арматуры (без бетона, в сечении с трещиной) в диаграмму, в которой напряжения σ , приняты для сечения с трещиной, а деформации - для среднего

сечения в соответствии с гипотезой плоских сечений, т.е. скорректированы с учетом коэффициента ψ_s .

$$\sigma_s = E_s \frac{\varepsilon_s}{\psi_s}, \quad (2.31)$$

Коэффициент ψ_s удобно вычислять по формуле

$$\psi_s = 1 - \frac{M_{crc} M_{b,crc}^2}{M^3} \leq 1 \quad (2.32)$$

или с учетом предложения Ю.А. Сулова [137] по формуле

$$\psi_s = 1 - 0.85 \frac{M_{b,crc}}{M} \leq 1. \quad (2.33)$$

В формулах действующих норм коэффициент ψ_s находится как отношение опытных средних деформаций арматуры к расчетным деформациям в сечении с трещиной при прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне и неучете работы бетона на растяжении над трещиной. Для изгибаемых элементов без предварительного напряжения [22]

$$\psi_s = \frac{\varepsilon_{sm}^{exp}}{\varepsilon_s^{cal}} = 1.25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M}. \quad (2.34)$$

Экспериментальные исследования показывают, что в момент образования трещин эпюра напряжений в сжатой зоне близка к треугольной, а при увеличении внешней нагрузки искривляется, приближаясь в момент разрушения к прямоугольной. Коэффициент ψ_s в формулах действующих норм косвенно отражает и работу бетона над трещинами.

После образования трещин и выключения из работы растянутого бетона деформации бетона сжатой зоны по длине железобетонного элемента аналогично деформациям арматуры неравномерны: максимальное значение в сечении с трещиной, уменьшающееся по мере удаления от краев трещины. Неравномерность названных деформаций возрастает при увеличении глубины трещин и в действующих нормах характеризуется коэффициентом ψ_b , выражающим отношение средних краевых деформаций бетона сжатой зоны к деформациям в сечении с трещиной. Согласно опытным данным [22, 48] коэффициент ψ_b может изменяться в пределах 0.75...1. Действующие нормативные документы рекомендуют для всех случаев приближенно принимать $\psi_b = 0.9$.

В расчетной модели учет неравномерности деформирования бетона сжатой зоны по длине железобетонного элемента после образования трещин производится путем трансформирования диаграммы сжатия бетона и арматуры сжатой зоны для сечения с

трещиной в диаграмму, в которой напряжения σ_b и σ_{sc} приняты для сечения с трещиной, а деформации ε_b и ε_{sc} - для среднего сечения в соответствии с гипотезой плоских сечений (раздел 2.1), т.е. скорректированы с учетом коэффициента ψ_b .

$$\sigma_b = E_b \frac{\varepsilon_b}{\psi_b}, \quad \sigma_{sc} = E_s \frac{\varepsilon_{sc}}{\psi_b}. \quad (2.35)$$

Таким образом, если относительная деформация арматуры не превышает предельного значения относительных деформаций на растяжение волокна бетона на уровне рассматриваемой арматуры, то в расчет вводится диаграмма деформирования свободной арматуры и диаграмма деформирования бетона без учета неравномерности деформирования по длине элемента, в противном случае - трансформированные в соответствии с (2.31) и (2.35) диаграммы.

Как отмечалось в параграфе 2.1 в сечении с трещиной высота сжатой зоны меньше, чем в среднем расчетном сечении, а относительные деформации крайнего сжатого волокна соответственно больше в $\left(\frac{1}{\psi_b}\right)$ раз. Учет неравномерности высоты сжатой

зоны по длине железобетонного элемента с трещинами на каждом этапе нагружения осуществляется переходом от среднего расчетного сечения к сечению с трещиной (рис.2.2). Для сечения с трещиной осуществляется пересчет высоты сжатой зоны исходя из условий равновесия усилий и гипотезы плоских сечений для железобетонного элемента над трещиной. Уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения с трещиной изгибаемого железобетонного элемента имеют вид

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^k \sigma_{bi} A_{bi} y_{bi} + \sum_{i=k+1}^m \sigma_{si} A_{si} y_{si} + \sum_{i=m+1}^n \bar{\sigma}_{si1} A_{si} y_{si} - M = 0, \\ \sum_{i=1}^k \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_{i=k+1}^m \sigma_{si} A_{si} + \sum_{i=m+1}^n \bar{\sigma}_{si1} A_{si} = 0, \end{aligned} \quad (2.36)$$

$$\bar{\varepsilon}_{si1} = \frac{1}{r} (y_0 - y_{si}), \quad \varepsilon_{(b,s)i} = \left(\frac{1}{r}\right)_b (y_{0b} - y_{(b,s)i}),$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_b = \frac{\varepsilon_b(y=h)1/\psi_b}{y_{0b}}, \quad \sigma_{(b,s)i} = f(\varepsilon_{(b,s)i}), \quad \bar{\sigma}_{si1} = f(\bar{\varepsilon}_{si1}),$$

где $\bar{\sigma}_{si1}$, $\bar{\varepsilon}_{si1}$ и $\varepsilon_b(y=h)1$ - напряжения, относительные деформации в стержнях арматуры, пересекаемых трещиной, и относительная деформация крайнего сжатого волокна, определяемые на предыдущем этапе при расчете среднего расчетного сечения с учетом трансформированных в соответствии с (2.31) и (2.35) диаграмм. $\left(\frac{1}{r}\right)_b, y_{0b}$ - соответственно кривизна сечения над

трещиной и расстояние от принятой оси до линии, ограничивающей сжатую зону.

На данном этапе расчета для сечения железобетонного элемента над трещиной используются диаграммы деформирования арматуры и бетона без учета коэффициентов ψ_s, ψ_b с учетом градиентов деформаций бетона над трещиной при сжатии и растяжении согласно предложения Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиева, М.А. Сапожникова [56, 57].

Для определения несущей способности железобетонного элемента нагрузка ступенчато увеличивается. Максимальное усилие от внешней нагрузки, при котором выполняются условия (2.36), соответствует несущей способности элемента.

2.4. Учет усадки и ползучести бетона

Усадка и ползучесть являются специфическими свойствами бетона, существенно влияющими на работу железобетонных конструкций. Деформации усадки и ползучести бетона изменяют напряженно-деформированное состояние нормального сечения конструкций во времени. Стальная арматура вследствие ее сцепления с бетоном становится внутренней связью развитию этих деформаций и источником возникающих дополнительных усилий. Усадка бетона всегда вызывает деформации его укорочения, а ползучесть бетона вызывает: при действии растягивающих напряжений деформации удлинения, а при действии сжимающих напряжений деформации укорочения.

Влияние усадки и ползучести бетона на напряженно-деформированное состояние сжатых, растянутых и изгибаемых железобетонных конструкций различно. В сжатых железобетонных элементах бетон, сжимаясь от действия усадки и ползучести, вызывает напряжения сжатия в арматуре, арматура сопротивляясь сжатию, вызывает растягивающие напряжения в бетоне. В растянутых элементах усадка бетона уменьшает напряжения в арматуре и увеличивает напряжения в бетоне, а действие ползучести бетона обратно действию усадки. В изгибаемых элементах, как правило, ползучесть бетона вызывает напряженно-деформированное состояние, аналогичное действию внешней нагрузки, а усадка бетона - состояние обратное действию внешней нагрузки.

Природа усадки и ползучести бетона связана с его структурой, процессами твердения цементного камня, капиллярными явлениями. При действии нагрузки происходит перераспределение усилий с текучей гелевой структуры на кристаллические

сростки и зерна заполнителя. При этом происходит перемещение избыточной воды в капиллярах и микропорах.

Рассмотренные в параграфе 2.2 диаграммы деформирования бетона относятся к случаю действия кратковременных нагрузок. Для развития метода расчета конструкций с учетом длительности действия нагрузки необходимо математическое описание диаграмм деформирования бетона при длительном действии нагрузки. Экспериментальный путь получения таких диаграмм, который принят при кратковременном нагружении, неприемлем вследствие большого количества факторов, влияющих на ползучесть бетона (каждому режиму нагружения и каждому виду бетона соответствует своя функция ползучести), и требует накопления опытных данных. Поэтому для получения диаграмм деформирования бетона с учетом длительности действия нагрузки целесообразно использовать известные феноменологические теории ползучести, полученные на основе экспериментальных данных при простейших режимах нагружения и последующих обобщений на основе принятых гипотез. При обобщении экспериментальных данных применяются следующие предпосылки [33, 119, 120]:

- деформации считаются малыми по сравнению с размерами опытных образцов,

- полные деформации бетона складываются из упруго-мгновенных деформаций, возникающих в момент приложения нагрузки, и деформаций ползучести, развивающихся при длительном действии нагрузки,

- характеристики деформативности бетона (мера ползучести и модуль упруго-мгновенных деформаций) определяются при стационарных режимах нагружения,

- суммарная деформация ползучести при переменном напряжении равна сумме деформаций ползучести, вызванных соответствующими приращениями напряжений.

Известные в настоящее время теории ползучести отличаются, в основном, способом перехода от деформаций ползучести при простейших режимах нагружения к деформациям ползучести при любых режимах нагружения. По виду зависимостей как между напряжениями и упругими деформациями, так и между напряжениями и деформациями ползучести различают линейную и нелинейную теории ползучести. Область линейной зависимости, как правило, ограничивается напряжениями в бетоне $(0.4...0.5)R_b$.

Общие уравнения линейной и нелинейной теории ползучести записываются в виде

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(\tau_1)}{E_b(\tau_1)} + \sigma(\tau_1)C(t, \tau_1) + \int_{\tau_1}^t \frac{d\sigma_\tau}{d\tau} \left(\frac{1}{E_b(\tau)} + C(t, \tau) \right) d\tau, \quad (2.37)$$

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(\tau_1)}{E_b(\tau_1)} + f[\sigma(\tau_1)]C(t, \tau_1) + \int_{\tau_1}^t \left[\frac{d\sigma_\tau}{E_b(\tau)d\tau} + \frac{df[\sigma(\tau)]}{d\tau} C(t, \tau) \right] d\tau, \quad (2.38)$$

где $E_b(t)$ - модуль упруго-мгновенных деформаций бетона в момент времени t , $C(t, \tau)$ - мера ползучести, $f[\sigma(\tau)]$ - нелинейная функция напряжения в бетоне, принимается в виде степенной зависимости, с коэффициентами α, β, m , определяемыми экспериментально,

$$f(\sigma_b) = \alpha \sigma_b + \beta \sigma_b^m. \quad (2.39)$$

Известные в настоящее время теории ползучести бетона разделяются на теорию старения, теорию наследственности, и занимающую промежуточное положение между ними теорию упруго-ползучего тела.

Теория старения была разработана и применена для бетона Ц. Уитни и Ф. Дишингером [33, 82], получила свое развитие в работах А.Я. Барашикова [24], А.Б. Гольшчева [40], Я.Д. Лившица [82], И.И. Улицкого [143], С.Е. Фрайфельда [148] и др. Для теории старения принимается предпосылка, что кривые мер ползучести, соответствующие разным возрастам загрузки, параллельны между собой и деформации ползучести полностью необратимы. Начало отсчета времени поэтому совмещают с началом конца твердения бетона.

Общие уравнения теории старения для области линейной и нелинейной ползучести бетона записываются в виде

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(0)}{E_b(0)} + \sigma(0)C(t, 0) + \int_0^t \frac{d\sigma_\tau}{d\tau} \left(\frac{1}{E_b(\tau)} + C(t, 0) - C(t, \tau) \right) d\tau, \quad (2.40)$$

$$\varepsilon(t) = \frac{\alpha(0)}{E_b(0)} + f[\alpha(0)]C(t, 0) + \int_{\tau_1}^t \left[\frac{d\sigma_\tau}{E_b(\tau)d\tau} + \frac{df[\alpha(\tau)]}{d\tau} (C(t, 0) - C(t, \tau)) \right] d\tau, \quad (2.41)$$

$$E_b(\tau) = \frac{E_b(0)}{1 - k_0 E_b(0) C(t, \tau)},$$

где $E_b(0)$ - модуль упруго-мгновенных деформаций в момент времени $t = 0$, $C(t, \tau)$ - текущее значение меры ползучести, k_0 - эмпирический коэффициент.

Теория старения дает положительные результаты для бетонов при ранних сроках их нагружения. Сопоставление опытных и расчетных данных [82] показывает также приемлемость данной теории для бетонов среднего и старого возрастов для круга задач, не предусматривающих разгрузку.

С.Е. Фрайфельд [148], модифицировал теорию старения, что позволило учесть влияние возраста бетона

$$C(t) = \varphi(\tau) [C(t, 0) - C(t, \tau)], \quad (2.42)$$

где $\phi(\tau)$ - функция возраста бетона в момент нагружения.

Основоположниками теории упругой наследственности является австрийский ученый Л. Больцман и французский ученый В. Вольтерра. Дальнейшее развитие теория получила в работах А.Р. Ржаницына [130], Ю.Н. Роботнова, М.И. Розовского и др. В теории наследственности принимается допущение, что $E_{bt} = E_{bt} = E_{b0}$ и $C(t, \tau) = C_0$, т.е. игнорируется процесс старения бетона. Независимо от возраста бетона одинаковые напряжения обуславливают одинаковое по характеру развитие деформаций ползучести. Эта теория справедлива для бетонов в очень старом возрасте, когда процесс старения уже закончился. Теория упругой наследственности предполагает полную обратимость деформаций. Уравнение деформаций ползучести имеет вид

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_t}{E_{b0}} - \int_0^t \sigma_t \frac{d}{d\tau} \left(\frac{1}{E_{b0}} + C(t, \tau) \right) d\tau, \quad (2.43)$$

где мера ползучести $C(t, \tau)$ определяется по формуле

$$C(t, \tau) = C_0 \left[1 - e^{-\gamma(t-\tau)} \right]. \quad (2.44)$$

Теория упруго-ползучего тела (наследственная теория старения) была создана Г.Н. Масловым и Н.Х. Арутюняном [5] и получила дальнейшее развитие в работах С.В. Александровского [1, 2], В.М. Бондаренко [33, 34], П.И. Васильева [36], А.А. Гвоздева [37], А.П. Кудзиса [68], И.Е. Прокоповича [119, 120], Р.С. Санжаровского [34] и др. Теория упруго-ползучего тела, по сравнению с двумя предыдущими, наилучшим образом удовлетворяет экспериментальным данным. В соответствии с рассматриваемой теорией мера ползучести выражается произведением функции старения и функции продолжительности действия нагрузки

$$C_{t,\tau} = \theta(\tau) \cdot f(t - \tau). \quad (2.45)$$

Выражение для функции старения, учитывающей увеличение возраста бетона, согласно предложению Н.Х. Арутюняна имеет вид

$$\theta(\tau) = C_0 + \frac{A_1}{\tau}, \quad (2.46)$$

где C_0 и A_1 - опытные коэффициенты.

Функция продолжительности действия нагрузки описывается зависимостью

$$f(t - \tau) = 1 - e^{-\gamma(t-\tau)}, \quad (2.47)$$

где γ - коэффициент, определяемый на основе экспериментальных данных.

Модуль упругости по Н.Х. Арутюняну равен

$$E_t = E_0 \left(1 - \beta \cdot e^{-\alpha t} \right) \quad (2.48)$$

Здесь E_0 - предельное значение модуля упругости бетона, α и β - опытные коэффициенты. Для применения теории упруго-ползучего тела необходимо определять шесть коэффициентов, зависящих от всех факторов, влияющих на деформации ползучести.

Основное уравнение теории упруго-ползучего тела записывается в виде

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma_t}{E_t} - \int_{\tau_1}^t \sigma_\tau \frac{d}{d\tau} \left(\frac{1}{E_\tau} + C_{t\tau} \right) d\tau. \quad (2.49)$$

А.А. Гвоздев предложил иной вид уравнения (2.49)

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma_t}{E_t} - \int_{\tau_1}^t \frac{\sigma_\tau}{E_\tau} L(t_1, \tau) d\tau. \quad (2.50)$$

Здесь $L(t_1, \tau)$ - функция влияния предшествующих упругих деформаций на полную деформацию к моменту времени t (наследственная функция), определяется по формуле

$$L(t_1, \tau) = E_\tau \frac{d}{d\tau} \left(\frac{1}{E_\tau} + C_{t\tau} \right) d\tau. \quad (2.51)$$

Теория упруго-ползучего тела при ранних сроках нагружения бетона допускает существенные расхождения с экспериментальными данными. С.В. Александровский предложил для определения $C(t, \tau)$ зависимость с большим количеством эмпирических коэффициентов

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau) - F(t) \left(e^{\gamma\tau} - A_2 \right) - \Delta(\tau) e^{-\alpha(t-\tau)}, \quad (2.52)$$

где функция изменения предельной меры ползучести, функция $F(t)$ и функция быстронатекающей деформации ползучести определяются соответственно выражениями

$$\begin{aligned} \varphi(t) &= \varphi_0 + \varphi_1 e^{-\beta_1 t} + \varphi_2 e^{-\beta_2 t}, \\ F(t) &= \frac{\psi(t)}{e^{\gamma t} - A_2}, \quad \Delta(\tau) = \Delta_0 + \Delta_1 e^{-a_1 \tau} + \Delta_2 e^{-a_2 \tau}. \end{aligned}$$

Применение большого числа параметров и учет с помощью функции $\Delta(t)$ деформаций быстронатекающей ползучести при нагружении позволило получать более точные результаты расчета.

Рассматривая процесс разрушения бетона как процесс деформирования, связанный с деструктивными явлениями и накоплением повреждений, для высокого уровня напряжений от длительной нагрузки ($\eta = \sigma/R_b = 0.7...0.95$) в [39] с

экспериментальным обоснованием предложено уравнение нелинейной теории ползучести с учетом накопления повреждений

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_b} + \int_0^t \frac{\sigma(\tau)}{E_b} K(t-\tau) d\tau + \int_0^{\eta_{max}} F[\eta(t)] \Phi[T(\eta, t)] d\eta. \quad (2.53)$$

Согласно работам [2, 6, 39] для старого бетона функции: наследственная, накопления линейной деформации и нелинейности соответственно можно представить в виде

$$K(t-\tau) = \frac{d}{d\tau} \sum_{k=1}^n A_k \left[1 - e^{-\alpha_k(t-\tau)} \right], \quad \Phi[T(\eta, t)] = \sum_{k=1}^n B_k \left(1 - e^{-\beta_k T} \right),$$

$$F[\eta(t)] = \frac{d}{d\eta} K \frac{\eta(t)}{1 - s\eta(t)}, \quad \eta(t) = \frac{\sigma(t)}{R_b(t)}.$$

Вследствие накопления повреждений под действием длительной нагрузки снижается прочность бетона и повышается уровень напряжений. Можно преобразовать последнее слагаемое формулы (2.53) (деформации нелинейной ползучести), заменив непрерывное возрастание уровня напряжений ступенчатым. Для этого следует разбить временной интервал $(t - \tau)$ на m частей. Это позволит получить деформирование бетона на нисходящей ветви. Уравнение (2.53) с учетом преобразований примет вид

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_b} + \int_0^t \frac{\sigma(\tau)}{E_b} K(t-\tau) d\tau + \frac{K\eta_0}{1 - s\eta_0} \sum_{k=1}^m B_k \left(1 - e^{-\beta_k(t-\tau)} \right) +$$

$$+ K \left(\frac{\eta_1}{1 - s\eta_1} - \frac{\eta_0}{1 - s\eta_0} \right) \sum_{k=1}^m B_k \left(1 - e^{-\beta_k(t-t_1)} \right) + \dots \quad (2.54)$$

$$\dots + K \left(\frac{\eta_{m-1}}{1 - s\eta_{m-1}} - \frac{\eta_{m-2}}{1 - s\eta_{m-2}} \right) \sum_{k=1}^m B_k \left(1 - e^{-\beta_k(t-t_{m-1})} \right).$$

Расчет по формуле (2.54) позволяет определять время, в течении которого бетонный элемент может находиться при заданном уровне нагружения до разрушения. Максимальное значение напряжений при котором элемент может находиться бесконечно долго будет соответствовать длительной прочности бетона.

Анализируя различные теории ползучести бетона, следует отметить, что все они находят свое применение. Выбор в сторону той или иной теории определяется режимом нагружения, возрастом бетона в момент нагружения и уровнем напряженного состояния бетона.

Учитывая данные [82, 126] и результаты численных расчетов, с достаточной степенью точности при постоянных во времени нагружениях и уровне напряжений в бетоне $(0.4 \dots 0.5)R_b$ можно использовать в зависимости от возраста бетона в момент

загружения все представленные выше уравнения ползучести в линейной постановке.

При жестком режиме нагружения, когда нагрузка прикладывается в течение непродолжительного промежутка времени (около 1 часа) и в последующем с момента времени t_0 выдерживается постоянной в общем виде после преобразований уравнение ползучести (2.37) можно записать в виде

$$\varepsilon_b(t_0) = \sigma_b(t_0) \left(\frac{1}{E_b(t_0)} + f_c C(t, t_0) \right) = \varepsilon_b + \sigma_b(t_0) f_c C(t, t_0), \quad (2.55)$$

где ε_b - относительные деформации бетона при кратковременном нагружении,

f_c - функция нелинейности, согласно [32, 144], принимается в виде

$$f_c = 1 + v_c \left(\frac{R_b(t, t_0)}{R_b(t_0)} \right)^4 \eta^4(t, t_0), \quad (2.56)$$

$C(t, t_0)$ - мера ползучести к моменту времени t при нагружении его в возрасте t_0 , принимается в виде [126]

$$C(t, t_0) = C^N \Omega(t_0) f(t - t_0). \quad (2.57)$$

Для функций, учитывающих влияние старения бетона на меру ползучести и нарастание во времени меры ползучести, принимаются выражения

$$\Omega(t_0) = c + d e^{-\gamma t_0}, \quad f(t - t_0) = 1 - k e^{-\gamma_1(t - t_0)}. \quad (2.58)$$

При мягком режиме нагружения, при котором для бетона в возрасте t_0 скорость роста напряжений в бетоне постоянна в течение времени нагружения целесообразно применять теорию ползучести в нелинейной постановке в следующем виде

$$\varepsilon(t) = \frac{F_k[\sigma(t)]}{E_b(t)} + F_c[\sigma(t)] C(t, t_0) - \int_{t_0}^t F_c[\sigma(\tau)] \left[\frac{dC(t, \tau)}{d\tau} \right] d\tau. \quad (2.59)$$

Функция учета нелинейной составляющей упруго-мгновенных деформаций определяется по формуле

$$F_k[\sigma(t)] = \sigma(t) \left[1 + v_k \eta(t)^{m_k} \right]. \quad (2.60)$$

Функция учета нелинейной составляющей деформаций ползучести определяется по формуле

$$F_c[\sigma(t)] = \sigma(t) \left[1 + v_c \chi \eta(t)^{m_c} \right], \quad (2.61)$$

где v_k, m_k, v_c, m_c - опытные коэффициенты функций нелинейности. При учете гипотезы аффинного подобия кривых, описывающих

вающихся деформации линейной и нелинейной ползучести коэффициент $\chi = 1$, [126].

В общем виде после преобразований и с учетом принятых в [144] упрощений уравнение нелинейной ползучести (2.59) можно привести к виду

$$\varepsilon_b(t_0) = \varepsilon_b + \frac{\sigma_b(t_0)}{E_b} f_c \varphi_l(t, t_0), \quad (2.62)$$

$$\text{где } f_c = 1 + k v_c \eta^4(t, t_0), \quad k = \left[0.74 + 0.26 \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 \right]^4, \quad (2.63)$$

характеристика ползучести определяется приближенно по формуле

$$\varphi_l(t, t_0) = 0.5 \varphi \cdot \left[1 + e^{-2 \cdot \gamma_l (\tau_l - t_0)} \right] \cdot \left[1 - 0.8 e^{-\gamma_l (t - t_0)} \right]. \quad (2.64)$$

Диаграмму-изохрону (все точки такой диаграммы при конкретных режимах нарастания длительной нагрузки для разных напряжений достигают своих значений за одинаковый промежуток времени) можно получить экспериментально [59, 92], если загружать одновременно несколько одинаковых образцов бетона при разных уровнях напряжений в течении одинакового отрезка времени (рис. 2.8, а) или загружать образцы с постоянной скоростью роста напряжений (рис. 2.8, б). Если нагружение образцов бетона производить с постоянной скоростью роста деформаций, то экспериментально можно получить нисходящую ветвь диаграммы-изохроны (рис. 2.8, в).

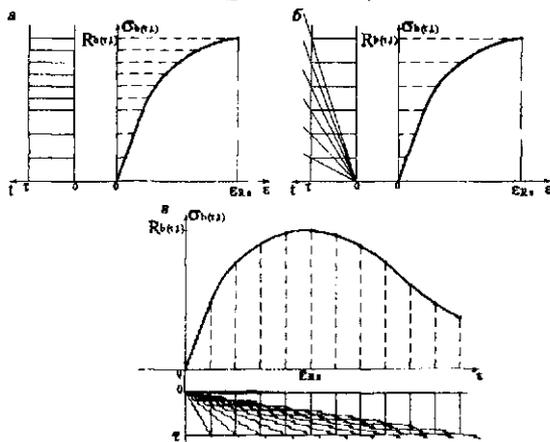


Рис. 2.8. Экспериментальное получение диаграмм-изохрон бетона при длительном нагружении:

а - ступенчатом; б - с постоянной скоростью роста напряжений; в - с постоянной скоростью роста деформаций

Применение уравнений ползучести в прямом виде при переменных во времени напряжениях встречает математические сложности при оценке напряженно-деформированного состояния нормального сечения. Поэтому рассматриваемый промежуток времени t разбивается на дискретные моменты времени t_i , на протяжении которых напряжения принимаются постоянными.

Многочисленными экспериментальными исследованиями установлено снижение прочности бетона при длительном действии нагрузки. В зависимости от времени действия нагрузки и режима изменения уровня напряжений в [39] предложена зависимость для определения текущего значения призмной прочности бетона

$$R_b(t) = R_b \left[1 - \frac{m+1}{P} \int_0^t \left(\frac{\sigma(\tau)}{R_b} \right)^m d\tau \right]^{\frac{1}{m+1}}, \quad (2.65)$$

где параметры m и P имеют значения $m = 49$, $P = 0.9$ сут.

В [144] предложено выражение для вычисления длительного сопротивления бетона, учитывающее режим его нагружения

$$R_b(t, t_0) = R_b(t_0) \left\{ [0.95 - 0.0157 \ln(t - t_0)] \gamma_t + \frac{\bar{\gamma}_{b2}(1 - \gamma_t)}{1 - (1 - \bar{\gamma}_{b2})e^{-4t_1(t-t_0)}} \right\}, \quad (2.66)$$

где для мягкого режима нагружения

$$\gamma_t = \frac{1}{1 + e^{1.5(t-t_0)/t_1 - 4.5}}, \quad t_1 = 365(1 - e^{-0.0008t_0}),$$

для жесткого режима нагружения $\gamma_t = 1$.

Коэффициент, учитывающий влияние на длительное сопротивление возраста бетона и благоприятных условий его твердения, определяется из выражения

$$\bar{\gamma}_{b2} = 0.85 + 2.39e^{-0.16t} + 0.178e^{-0.015t_0}, \quad (2.67)$$

Координаты вершины диаграммы при длительном действии нагрузки могут определяться, согласно [59], выражениями

$$R_b(t) = [\bar{\gamma}_{b2} + (1 - \bar{\gamma}_{b2}) \cdot (0.646 - 0.112 \ln(t))] R_b, \quad (2.68)$$

$$\epsilon_{Rc}(t) = \epsilon_{Rc} \cdot [1.189 + 0.059 \ln(t)]. \quad (2.69)$$

В выражении (2.68) коэффициент $\bar{\gamma}_{b2}$, учитывающий снижение прочности бетона при длительном нагружении, по различным экспериментальным данным изменяется в пределах (0.75...0.9), для практических расчетов можно принимать $\bar{\gamma}_{b2} = \gamma_{b2}$ (СНиП 2.03.01-84*, табл.15). R_b - призмная прочность бетона при кратковременном нагружении. ϵ_{Rc} - относительные деформа-

ции бетона в вершине диаграммы. t - время загрузки, сут, рис. 2.9.

В реальных условиях изготовления, монтажа и эксплуатации железобетонных конструкций зданий и сооружений усложнение математического аппарата не дает повышение точности расчета. Сопоставление результатов расчета при длительном действии нагрузки на основе диаграмм-изохрон и на основе диаграмм кратковременного деформирования, в которых координаты вершины диаграммы получены из выражений (2.65) - (2.69), показывает приемлемость такого подхода для практических расчетов при простых режимах нагружения.

Деформации усадки или набухания бетона относятся к влажностным деформациям, связанным с изменением условий гигрометрического равновесия в материалах. Усадка характерна для бетона раннего возраста. Деформации усадки бетона, также как и деформации ползучести, описываются феноменологическими зависимостями от времени [33]

$$\varepsilon_y(t) = a_y^c \cdot \psi_y(t), \quad (2.70)$$

где a_y^c - предельное значение относительной деформации усадки бетона, $\psi_y(t)$ - функция изменения деформаций усадки бетона во времени.

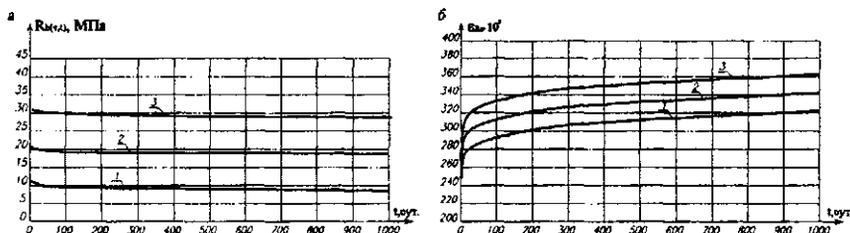


Рис. 2.9. Изменение призмной прочности (а) и относительных деформаций (б) в вершине диаграммы сжатия бетона во времени по выражениям (2.65) и (2.69) для бетона классов: 1-В15; 2-В30; 3-В45

Известно ряд предложений зависимости для вычисления предельных усадочных деформаций. Заслуживает внимание формула С.В. Александровского [2]

$$a_y^c = \beta \cdot \left[W_{70} \left(1 - \frac{\varphi}{70} \right) + KU_{кр}^* \right]. \quad (2.71)$$

Здесь $\beta \approx 0.03$ - коэффициент линейной усадки, $W_{70} = 0.0125$ (для немассивных конструкций) и $W_{70} = 0.00625$ (для массивных конструкций) - расчетная равновесная влажность бетона, соответствующая относительной влажности воздуха 70%, ϕ - относительная влажность воздуха, $U_{кр}^* = 0.01$ (для немассивных конструкций) и $U_{кр}^* = 0.005$ (для массивных конструкций) - критическая влажность бетона, K - коэффициент, зависящий от марки (класса) бетона.

Функция изменения деформаций усадки бетона во времени в формуле (2.70) в общем виде представляется выражением

$$\psi_y(t) = 1 - \sum_{i=1}^k b_i e^{-c_i t}, \quad (2.72)$$

где b_i, c_i - опытные коэффициенты.

Согласно В.М. Бондаренко [33], для практического применения для простых режимов изменения влажности в интервале времени между началом отсчета t_{0y} и временем наблюдения t обычно используются упрощенные зависимости для деформаций усадки

$$\varepsilon_y(t, t_{0y}) = a_y^c \left(e^{-c t_{0y}} - e^{-c t} \right). \quad (2.73)$$

По предложению И.И. Улицкого, вычисление деформаций усадки производится как произведение значений, установленных статистической обработкой экспериментальных данных, которые получены в стандартных условиях, на систему коэффициентов, учитывающих различные факторы. Предложение И.И. Улицкого получило развитие в "Рекомендациях по учету ползучести и усадки при расчете бетонных и железобетонных конструкций" НИИЖБ [122].

Предельное значение относительных деформаций ползучести, используемые в расчетах, определяется по формуле

$$\varepsilon_y(\infty, t_w) = \varepsilon_y^N(\infty, 7) \xi_1 \xi_2 \xi_3. \quad (2.74)$$

Здесь $\varepsilon_y^N(\infty, 7)$ - предельные значения относительных деформаций усадки бетона, высыхающего после твердения во влажных условиях в течение $t_w \leq 7$ сут, ξ_1 - коэффициент, учитывающий возраст бетона t_w в момент окончания влажного хранения, ξ_2 - коэффициент, учитывающий влияние модуля открытой поверхности на относительные деформации ползучести, ξ_3 - коэффициент влияния относительной влажности среды.

При известных характеристиках состава бетонной смеси

$$\epsilon_y^N(\infty, 7) = k_y (W + v)^{3/2}, \quad (2.75)$$

где $k_y = 0.14 \cdot 10^{-6}$ (для тяжелого бетона) и $k_y = 0.16 \cdot 10^{-6}$ (для мелкозернистого бетона) - безразмерный параметр, W и v - удельное (по объему) содержание соответственно воды вовлеченного воздуха в уплотненной бетонной смеси.

При отсутствии данных о характеристиках бетонной смеси значение $\epsilon_y^N(\infty, 7)$ принимается равным фиксированным значениям в зависимости от класса бетона в пределах $(230...430) \cdot 10^{-6}$.

В нормальном сечении статически определимого бетонного элемента в результате действия усадки напряжений на возникает. В нормальном сечении аналогичного железобетонного элемента усадка бетона сдерживается арматурой, в результате чего и в арматуре, и в бетоне возникают усилия, которые находятся в равновесии.

Определение параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при действии нагрузки с учетом усадки бетона производится в два этапа. На первом этапе рассматривается незагруженный внешней нагрузкой элемент. Определяются параметры напряженно-деформированного состояния при воздействии деформаций усадки бетона, которые будут являться начальными на втором этапе расчета.

При действии усадочных деформаций в арматуре возникают деформации сжатия, а в бетоне - деформации растяжения. При несимметричном армировании железобетонного элемента на поле напряжений от усадки бетона накладывается дополнительно поле вторичных напряжений от внецентренного приложения усилий в бетоне относительно центра тяжести арматуры сечения, что эквивалентно действию изгибающего момента. Таким образом, на первом этапе рассматривается состоящий из арматурных стержней элемент, для которого справедлива гипотеза плоских сечений, и на который действует внецентренно приложенное сжимающее усилие от усадки бетона. В результате расчета определяются относительные деформации в стержнях арматуры, а также дополнительные относительные деформации элементарных площадок бетона.

Система уравнений на первом этапе расчета имеет вид

$$\sum_{i=k+1}^n \sigma_{si}(t) A_{si} [y_0(t) - y_{si}] - \sum_{i=1}^k \sigma_{byi}(t) A_{bi} [y_0(t) - y_{bi}] = 0,$$

$$\sum_{i=k+1}^n \sigma_{si}(t) A_{si} - \sum_{i=1}^k \sigma_{byi}(t) A_{bi} = 0, \quad (2.76)$$

$$\varepsilon_{isl}(t) = \frac{1}{r_l}(t)[y_0(t) - y_{sl}] + \varepsilon_{lNyс}(t), \quad \varepsilon_{lNyс}(t) = \frac{\sum_{i=l}^k \sigma_{byl}(t)A_{bl}}{\sum_{i=k+1}^n E_{sl}(t)A_{sl}}, \quad \sigma_{sl}(t) = f[\varepsilon_{isl}(t)]$$

$$\varepsilon_{byl}(t) = \frac{1}{r_l}(t)[y_0(t) - y_{bl}] + \varepsilon_{lNyс}(t) + \varepsilon_{yl}(t),$$

где $\varepsilon_{yl}(t)$ - относительная деформация свободной усадки i -той элементарной площадки бетона сечения, $y_0(t)$ - расстояние от принятой оси до центра тяжести арматуры сечения, $\varepsilon_{lNyс}(t)$ - относительная деформация от действия усилия усадки бетона, соответствующая его центральному приложению.

В результате расчета определяются параметры напряженно-деформированного состояния нормального сечения элемента в результате воздействия усадочных напряжений, которые будут являться начальными при последующей нагрузке конструкции.

Уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента с учетом усадки бетона на втором этапе расчета имеют вид

$$\sum_{i=l}^k \sigma_{bl}(t)A_{bl}[y_0(t) - y_{bl}] + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{sl}(t)A_{sl}[y_0(t) - y_{sl}] - M(t) = 0,$$

$$\sum_{i=l}^k \sigma_{bl}(t)A_{bl} + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{sl}(t)A_{sl} = 0, \quad (2.77)$$

$$\varepsilon_{sl}(t) = \frac{1}{r}(t)[y_0(t) - y_{sl}] + \varepsilon_{lNyс}(t), \quad \varepsilon_{bl}(t) = \frac{1}{r}(t)[y_0(t) - y_{bl}] + \varepsilon_{lNyс}(t) + \varepsilon_{yl}(t),$$

$$\sigma_{bl}(t) = f[\varepsilon_{bl}(t)], \quad \sigma_{sl}(t) = f[\varepsilon_{sl}(t)]$$

где $y_0(t)$ - расстояние от принятой оси до центра изгиба сечения элемента; $\varepsilon_{lNyс}(t)$ - относительная деформация от действия сжимающего усилия от усадки бетона, соответствующая его центральному приложению. вычисленная на первом этапе (для бетона принимается с обратным знаком). Дополнительная относительная деформация на уровне i -той элементарной площадки бетона в результате его усадки, вычисленная на первом этапе, равна

$$\varepsilon_{byl}(t) = \frac{1}{r_l}(t)[y_0(t) - y_{bl}] + \varepsilon_{lNyс}(t) + \varepsilon_{yl}(t). \quad (2.78)$$

Для железобетонных элементов с предварительно напряженной арматурой при учете усадки бетона расчет производится в три этапа. На первом этапе определяются параметры напряженно-деформированного состояния нормального сечения от усадки бетона перед отпуском предварительно напряженной арматуры. Для предварительно напряженной арматуры значения относительных деформаций, вычисленных на первом этапе расчета, бу-

дут соответствовать потерям предварительного напряжения, происходящим вследствие усадки. На втором этапе вычисляются параметры напряженно-деформированного состояния нормального сечения после обжатия с учетом начальных параметров, полученных на первом этапе расчета. На третьем этапе расчета рассматривается нормальное сечение элемента при действии внешней нагрузки.

Система уравнений для общего случая расчета кососжатого железобетонного элемента с учетом предварительного напряжения в отдельных стержнях арматуры, деформаций усадки и ползучести бетона имеет вид

$$\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \alpha(t)_{(b,s),i,j} A_{(b,s),i,j} [x_0(t) - x_{(b,s),i,j}] + \sum_{i=n+1}^p \sum_{j=m+1}^q \alpha(t)_{(sp),i,j} A_{(sp),i,j} [x_0(t) - x_{(sp),i,j}] - N(t) [x_0(t) - e_{N_x}(t)] = 0,$$

$$\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \alpha(t)_{(b,s),i,j} A_{(b,s),i,j} [y_0(t) - y_{(b,s),i,j}] + \sum_{i=n+1}^p \sum_{j=m+1}^q \alpha(t)_{(sp),i,j} A_{(sp),i,j} [y_0(t) - y_{(sp),i,j}] - N(t) [y_0(t) - e_{N_y}(t)] = 0,$$

$$\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \sigma(t)_{(b,s),i,j} A_{(b,s),i,j} + \sum_{i=n+1}^p \sum_{j=m+1}^q \sigma(t)_{(sp),i,j} A_{(sp),i,j} - N(t) = 0, \quad (2.79)$$

$$\varepsilon_{bl,j}(t) = \left(\frac{1}{r}\right)_x [x_0(t) - x_{bl,j}] + \left(\frac{1}{r}\right)_y [y_0(t) - y_{bl,j}] + \varepsilon_N(t) + \varepsilon_{1Ny}(t) + \varepsilon_{yt}(t) + \varepsilon_{2Psp}(\bar{t}),$$

$$\varepsilon_{sl,j}(t) = \left(\frac{1}{r}\right)_x [x_0(t) - x_{sl,j}] + \left(\frac{1}{r}\right)_y [y_0(t) - y_{sl,j}] + \varepsilon_N(t) + \varepsilon_{1Nyc}(t) + \varepsilon_{2Psp}(\bar{t}),$$

$$\varepsilon_{spl,j}(t) = \left(\frac{1}{r}\right)_x [x_0(t) - x_{spl,j}] + \left(\frac{1}{r}\right)_y [y_0(t) - y_{spl,j}] + \varepsilon_N(t) + \varepsilon_{1Ny}(t) + \varepsilon_{2Psp}(\bar{t}) + \varepsilon_{spkj}(t)$$

$$\sigma_{bl,j}(t) = f[\varepsilon_{bl,j}(t)] \quad \sigma_{sl,j}(t) = f[\varepsilon_{sl,j}(t)] \quad \sigma_{spl,j}(t) = f[\varepsilon_{spl,j}(t)],$$

где $x_0(t)$ и $y_0(t)$ - расстояние от центра изгиба сечения до выбранных осей; $\varepsilon_{1Nyc}(t)$, $\varepsilon_{2Psp}(\bar{t})$ и $\varepsilon_N(t)$ - относительные деформации в центре изгиба сечения соответственно от усадки бетона, от усилия предварительного напряжения, вычисленные на предыдущих этапах, и усилия от внешней нагрузки. Относительная деформация $\varepsilon_N(t)$ определяется как

$$\varepsilon_N(t) = N(t) / \sum_{i=1}^p \sum_{j=1}^q E(t)_{(b,s,sp),i,j} A_{(b,s,sp),i,j} \quad (2.80)$$

Учет работы растянутого бетона между трещинами при длительном характере нагрузки производится способом, аналогичным описанному в параграфе 2.3.

При этом коэффициент $\psi_s(t)$ в соответствии с рекомендациями И.И. Уляцкого [148] можно вычислять по формуле

$$\psi_s(t) = \psi_s + \delta_1 \varphi_t, \quad (2.81)$$

где δ_1 - опытный параметр, φ_t - характеристика ползучести. При расчете по второй группе предельных состояний при $t = \infty$ можно принимать $\psi_s(t) = 1$, что по И.И. Улицкому компенсирует неучтенное влияние ползучести бетона растянутой зоны на участках между трещинами. Коэффициент, учитывающий неравномерность деформирования бетона сжатой зоны железобетонного элемента с трещинами, при длительном действии нагрузки принимается равным $\psi_s(t) = 0.9$.

2.5. Учет нарушения сцепления арматуры с бетоном

При воздействии внешней среды, нефтепродуктов, высокотемпературного нагрева при пожаре на напряженно-деформированное состояние нормальных сечений железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений оказывает влияние не только изменение прочностных и деформационных свойств материалов, но и нарушение сцепления арматуры с бетоном. Согласно результатам экспериментальных исследований [28, 35, 118, 136], уменьшение несущей способности по нормальному сечению изгибаемых конструкций при нарушении сцепления арматуры с бетоном в пролете может достигать 30% и более, при этом разрушение в случае $\xi \leq \xi_R$ происходит по бетону сжатой зоны как для перearмированных сечений с недоиспользованием прочностных свойств арматуры.

Сцепление арматуры с бетоном при воздействии вышеперечисленных факторов может нарушаться полностью или частично, на одном или нескольких участках в пролете конструкции. Опыт оценки состояния эксплуатируемых железобетонных конструкций показывает, что нарушение сцепления арматуры с бетоном наиболее характерно для изгибаемых элементов с эффективными тонкостенными сечениями и высокопрочной арматурой.

Существующие методы расчета прочности нормальных сечений при нарушении сцепления арматуры с бетоном основаны на действующих нормативных документах и исходят из соотношения между относительной высотой сжатой зоны бетона и ее граничным значением. В случае нарушения сцепления арматуры с бетоном отмечается снижение граничного значения относительной высоты сжатой зоны бетона, т.е. $\xi_R^* < \xi_R$. При $\xi \leq \xi_R^*$ - нарушение сцепления практически не оказывает влияния на прочность нормального сечения, при $\xi > \xi_R^*$ - нарушение сцепления вызывает разрушение сжатой зоны железобетонного элемента при напряжениях в растянутой арматуре меньших, чем предельные.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны при нарушенном сцеплении арматуры с бетоном определяется по зависимости [118]

$$\xi_R^* = \xi_R \cdot K_c, \quad (2.82)$$

где поправочный коэффициент K_c вычисляется для арматуры классов А-I...А-III и бетона классов В25...В40 по эмпирической зависимости

$$K_c = \frac{1}{(0.0005R_b + 0.00005R_s)(\chi - 1) + 0.02\chi + 0.98}. \quad (2.83)$$

Степень нарушения сцепления арматуры с бетоном предлагается оценивать коэффициентом

$$\chi = f(\bar{F}/F), \quad (2.84)$$

где \bar{F}, F - площадь эпюры напряжений в арматуре по длине растянутой зоны конструкции соответственно при нарушенном и первоначальном обеспеченном сцеплении.

Фактически железобетонный элемент с потерей сцепления арматуры с бетоном превращается в статически неопределимую комбинированную систему, состоящую из самого железобетонного элемента и арматуры с нарушенным сцеплением, закрепленной по концам.

Для оценки несущей способности железобетонных элементов с частично или полностью нарушенным сцеплением арматуры с бетоном может быть использован выше представленный метод расчета на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры. Под частичным нарушением сцепления арматуры с бетоном следует понимать для отдельных стержней растянутой арматуры какую-либо долю от своего первоначального обеспеченного значения или какую-либо часть стержней растянутой арматуры с полностью нарушенным сцеплением из общего их количества. Первый случай частичного нарушения сцепления арматуры с бетоном несложно (например, с помощью (2.84)) привести ко второму, т.е. часть площади поперечного сечения арматуры рассматривается как с полностью обеспеченным сцеплением, а оставшаяся часть как с полностью отсутствующим сцеплением с бетоном. При этом железобетонный элемент по длине пролета может иметь несколько участков с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном.

Следует отметить особенность в работе под нагрузкой железобетонных элементов, изготовленных с арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, и элементов, в которых потеря сцепления произошла в процессе работы. Особенность заключается в процессе трещинообразования. В железобетонных элементах с

арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, характерно образование вначале одной трещины, которая может оставаться единственной вплоть до разрушения. Железобетонные элементы, потерявшие сцепление в процессе эксплуатации, разделяются по длине рядом трещин, образовавшихся в предыдущих состояниях. Это позволяет рассматривать железобетонные элементы с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в общем контексте рассматриваемого метода расчета напряженно-деформированного состояния.

Элемент по длине разбивается на отдельные ступени, на границе которых определяются действующие усилия от внешней нагрузки. Границы ступеней должны также проходить по сечениям начала и конца участков с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном. На участках с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном элемент следует рассматривать как статически неопределимую комбинированную систему, состоящую из железобетонного элемента и арматуры с полностью нарушенным сцеплением. В результате железобетонный элемент на рассматриваемом участке превращается в сжато-изогнутый реактивной сжимающей силой от дополнительного усилия в арматуре с полностью нарушенным сцеплением. Расчетная схема элемента на участке с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном приведена на рис. 2.10.

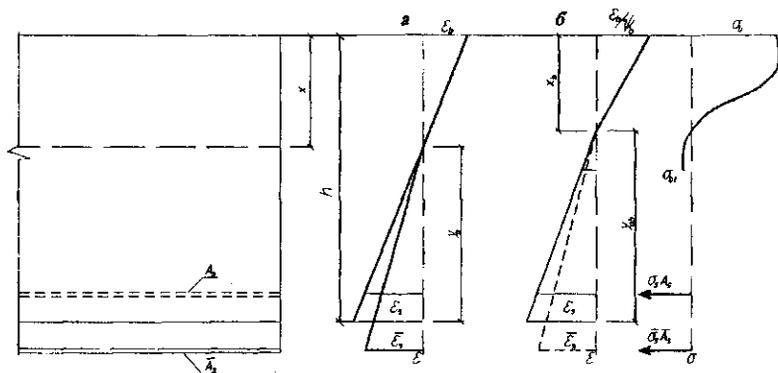


Рис. 2.10. Напряженно-деформированное состояние расчетного нормального сечения с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном: а – распределение деформаций в среднем расчетном сечении; б – распределение деформаций и напряжений в сечении с трещиной

В сечениях на границах ступеней на основе гипотезы плоских сечений и диаграмм деформирования бетона и арматуры определяется жесткость сечений. При этом гипотеза плоских сечений применяется в понимании В.И. Мурашова-Я.М. Немировского, т.е. относится к среднему расчетному сечению. Нарушение

сцепления арматуры с бетоном, являясь причиной повышенной деформативности растянутой зоны и уменьшения высоты сжатой зоны, нарушает гипотезу плоских сечений для распределения деформаций по высоте сечения для части арматуры с нарушенным сцеплением. Однако распределение деформаций по высоте в самом железобетонном сечении в рассматриваемой постановке гипотезы плоских сечений линейно (рис. 2.11).

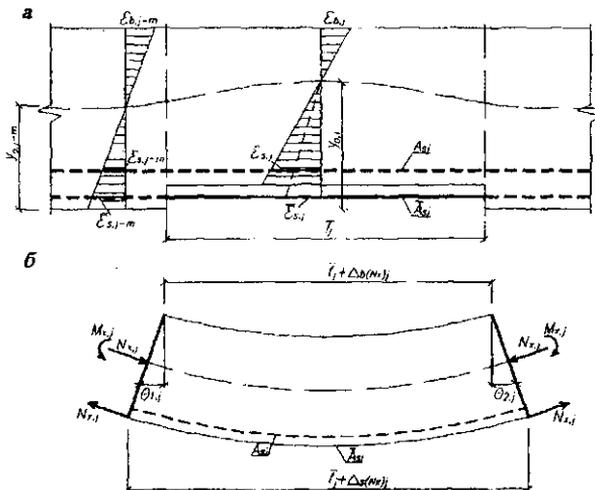


Рис. 2.11. Распределение деформаций в среднем расчетном сечении (а) и расчетная схема (б) изгибаемого железобетонного элемента с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете

Жесткость каждой ступени по ее длине принимается постоянной и равной среднему значению в двух смежных сечениях.

$$[EI(t)]_j = \frac{\left(\sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t) A_{(b,s)} [y_0(t) - y_{(b,s)}]^2 \right)_j + \left(\sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t) A_{(b,s)} [y_0(t) - y_{(b,s)}]^2 \right)_{j+1}}{2} \quad (2.85)$$

Для сечений со сцеплением арматуры с бетоном жесткость определяется как для изгибаемого элемента, для сечений с нарушенным сцеплением - как для сжато-изогнутого реактивной сжимающей силой N_x от усилия в арматуре с полностью нарушенным сцеплением.

Неизвестное усилие $N_{x,j}$ в арматуре с полностью нарушенным сцеплением с бетоном на j -том участке длиной \bar{l}_j определим из рассмотрения деформированного состояния этого участка комбинированной системы. Допускаем жесткое закрепление арматуры без сцепления с бетоном по концам участка. Пусть в некото-

рый момент времени t под действием внешней нагрузки и вследствие ползучести железобетонный элемент на рассматриваемом участке приобретает некоторую деформированную схему с поворотом сечений по концам и удлинением арматуры, не имеющей сцепления с бетоном. При этом в железобетонном элементе вследствие действия реактивного усилия в арматуре без сцепления происходят деформации сжатия, а вследствие внецентренного приложения реактивного усилия - деформации изгиба, противоположные деформациям от внешней нагрузки. Уравнение совместности осевых деформаций статически неопределимой комбинированной системы на отдельном j -том участке можно записать в виде

$$\Delta(t)_{s(N_x)_j} + \Delta(t)_{b(N_x)_j} + \Delta(t)_{b(N_x e)_j} = \Delta(t)_{b(q)_j} \quad (2.86)$$

Здесь, $\Delta(t)_{s(N_x)_j}$ - деформация арматуры без сцепления с бетоном от действия растягивающего усилия $N(t)_{xj}$,

$\Delta(t)_{b(N_x)_j}$ - деформация j -того участка железобетонного элемента от действия реактивного сжимающего усилия $N(t)_{xj}$,

$\Delta(t)_{b(N_x e)_j}$ - деформация j -того участка железобетонного элемента от действия моментов $M(t)_{xj} = N(t)_{xj} \cdot [\bar{y}_0(t)_j - \bar{y}_{si}]$ по его концам в результате внецентренного приложения усилия $N(t)_{xj}$ ($[\bar{y}_0(t)_j - \bar{y}_{si}]$ - расстояние от центра изгиба сечений по концам рассматриваемого участка до центра тяжести арматуры без сцепления с бетоном,

$\Delta(t)_{b(q)_j}$ - деформация j -того участка железобетонного элемента от действия внешней нагрузки.

Определим деформации, входящие в уравнение (2.86).

$$\Delta(t)_{s(N_x)_j} = \frac{N(t)_{xj}}{\sum_{i=n+1}^m E_{si}(t) A_{si}} \bar{l}_j, \quad (2.87)$$

$$\Delta(t)_{b(N_x)_j} = N(t)_{xj} \sum_{p=1}^{pI} \frac{\bar{l}_p}{\left(\sum_{i=1}^k E_{bi}(t) A_{bi} + \sum_{i=k+1}^n E_{si}(t) A_{si} \right)_p}, \quad (2.88)$$

$$\Delta(t)_{b(N_x e)_j} = [\bar{y}_0(t)_j - \bar{y}_{si}] \left[\sin[\Theta_{M_x}(t)_{1j}] + \sin[\Theta_{M_x}(t)_{2j}] \right], \quad (2.89)$$

$$\Delta(t)_{b(q)_j} = [\bar{y}_0(t)_j - \bar{y}_{si}] \left[\sin[\Theta_q(t)_{1j}] + \sin[\Theta_q(t)_{2j}] \right], \quad (2.90)$$

где $\bar{A}_{si}, \bar{y}_{si}$ - соответственно площадь поперечного сечения и расстояние от рассматриваемой оси до оси i -того стержня арматуры без сцепления с бетоном,

\bar{l}_p - длина p -той ступени j -того участка железобетонного элемента,

$$\left(\sum_{l=1}^k E_{bl}(t)A_{bl} + \sum_{l=k+1}^n E_{sl}(t)A_{sl} \right)_p$$

ни j -того участка железобетонного элемента,

$\Theta_{M_x}(t)_{1j}, \Theta_{M_x}(t)_{2j}$ - угол поворота сечения от действия момента $M(t)_{xj}$ соответственно в начале и конце j -того участка железобетонного элемента,

$\Theta_q(t)_{1j}, \Theta_q(t)_{2j}$ - угол поворота сечения от внешней нагрузки и ползучести соответственно в начале и конце j -того участка железобетонного элемента,

$p!$ - количество ступеней разбиения j -того участка железобетонного элемента.

Для малых углов поворота сечений в начале и конце j -того участка можно принять $\sin \Theta \cong \Theta$. С учетом выражений (2.87 - 2.90), обозначив

$$\Theta_q(t)_{1j} - \Theta_{M_x}(t)_{1j} = \Theta(t)_{1j}, \Theta_q(t)_{2j} - \Theta_{M_x}(t)_{2j} = \Theta(t)_{2j},$$

из уравнения деформаций (2.86) после преобразований можно получить формулу для вычисления $N(t)_{xj}$

$$N(t)_{xj} = \frac{[\bar{y}_0(t)_j - \bar{y}_{sl}] \cdot |\Theta(t)_{1j} - \Theta(t)_{2j}|}{\frac{\bar{l}_j}{\sum_{l=n+1}^m \bar{E}_{sl}(t)\bar{A}_{sl}} + \sum_{p=1}^{p!} \frac{\bar{l}_p}{\left(\sum_{l=1}^k E_{bl}(t)A_{bl} + \sum_{l=k+1}^n E_{sl}(t)A_{sl} \right)_p}}, \quad (2.91)$$

где $\Theta(t)_{1j}, \Theta(t)_{2j}$ - угол поворота сечения от внешней нагрузки и внецентренного приложения усилия $N(t)_{xj}$ с учетом ползучести соответственно в начале и конце j -того участка железобетонного элемента.

Изгибаемый элемент со ступенчато-переменной жесткостью заменяется эквивалентным элементом постоянной жесткости

$$[EI(t)]_{red} = \alpha_j \cdot [EI(t)]_j, \quad (2.92)$$

где $\alpha_j = \frac{[EI(t)]_{red}}{[EI(t)]_j}$ - коэффициент приведения для j -того участка.

В общем случае определение напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете производится из условий:

$$\frac{1}{r_1}(t) \left\{ \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_1 - y_{(b,s)i}]^2 + \sum_{i=n+1}^{nI} \bar{E}_{si}(t) \bar{A}_{si} [y_0(t)_1 - \bar{y}_{si}]^2 \right\} - M_1 = 0,$$

$$\frac{1}{r_1}(t) \left\{ \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_1 - y_{(b,s)i}] + \sum_{i=n+1}^{nI} \bar{E}_{si}(t) \bar{A}_{si} [y_0(t)_1 - \bar{y}_{si}] \right\} = 0,$$

$$\varepsilon_{(b,s)i}(t) = \frac{1}{r_1}(t) [y_0(t)_1 - y_{(b,s)i}],$$

..... для сечений со сцеплением

$$\frac{1}{r_{m1}}(t) \left\{ \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_{m1} - y_{(b,s)i}]^2 + \sum_{i=n+1}^{nI} \bar{E}_{si}(t) \bar{A}_{si} [y_0(t)_{m1} - \bar{y}_{si}]^2 \right\} - M_{m1} = 0,$$

$$\frac{1}{r_{m1}}(t) \left\{ \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_{m1} - y_{(b,s)i}] + \sum_{i=n+1}^{nI} \bar{E}_{si}(t) \bar{A}_{si} [y_0(t)_{m1} - \bar{y}_{si}] \right\} = 0,$$

$$\varepsilon_{(b,s)i}(t) = \frac{1}{r_{m1}}(t) [y_0(t)_{m1} - y_{(b,s)i}]$$

$$\frac{1}{r_1}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_1 - y_{(b,s)i}]^2 + N(t)_{x1} [y_0(t)_1 - \bar{y}_{si}] - M_1 = 0,$$

$$\frac{1}{r_1}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_1 - y_{(b,s)i}] + N(t)_{x1} = 0,$$

$$\varepsilon_{(b,s)i}(t) = \frac{1}{r_1}(t) [y_0(t)_1 - y_{(b,s)i}] + N(t)_{x1} / \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i},$$

..... для сечений без сцепления 1-го участка

$$\frac{1}{r_{p1}}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_{p1} - y_{(b,s)i}]^2 + N(t)_{x1} [y_0(t)_{p1} - \bar{y}_{si}] - M_{p1} = 0,$$

$$\frac{1}{r_{p1}}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_{p1} - y_{(b,s)i}] + N(t)_{x1} = 0, \quad (2.93)$$

$$\varepsilon_{(b,s)i}(t) = \frac{1}{r_{p1}}(t) [y_0(t)_{p1} - y_{(b,s)i}] + N(t)_{x1} / \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i},$$

$$\frac{N(t)_{x1} \cdot \bar{l}_1}{\sum_{i=n+1}^m \bar{E}_{si}(t) \bar{A}_{si}} + N(t)_{x1} \sum_{p=1}^{pI} \frac{\bar{l}_p}{\left(\sum_{i=1}^k E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} \right)_p} - [y_0(t)_1 - \bar{y}_{si}] \cdot |\Theta(t)_{1,1} - \Theta(t)_{2,1}| = 0,$$

$$\bar{\varepsilon}_{si}(t) = N(t)_{x1} / \sum_{i=n+1}^m \bar{E}_{si} \bar{A}_{si},$$

.....

..... для сечений без сцепления j -го участка

$$\frac{1}{r_{k1}}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_{k1} - y_{(b,s)i}]^2 + N(t)_{xk1} [y_0(t)_{k1} - \bar{y}_{s1}] - M_{k1} = 0,$$

$$\frac{1}{r_{k1}}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_{k1} - y_{(b,s)i}] + N(t)_{xk1} = 0,$$

$$\varepsilon_{(b,s)i}(t) = \frac{1}{r_{k1}}(t) [y_0(t)_{k1} - y_{(b,s)i}] + N(t)_{xk1} / \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i},$$

..... для сечений без сцепления $k1$ -го участка

$$\frac{1}{r_{pk1}}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_{pk1} - y_{(b,s)i}]^2 + N(t)_{xk1} [y_0(t)_{pk1} - \bar{y}_{s1}] - M_{pk1} = 0,$$

$$\frac{1}{r_{pk1}}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_0(t)_{pk1} - y_{(b,s)i}] + N(t)_{xk1} = 0,$$

$$\varepsilon_{(b,s)i}(t) = \frac{1}{r_{pk1}}(t) [y_0(t)_{pk1} - y_{(b,s)i}] + N(t)_{xk1} / \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i},$$

$$\frac{N(t)_{xk1} \bar{i}_{k1} + N(t)_{xk1} \sum_{p=1}^{p1} \frac{\bar{i}_p}{\left(\sum_{i=1}^k E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} \right)_p}}{\sum_{i=n+1}^m \bar{E}_{si}(t) \bar{A}_{si}} - [y_0(t)_{k1} - \bar{y}_{s1}] \cdot |\Theta(t)_{1,k1} - \Theta(t)_{2,k1}| = 0,$$

$$\bar{\varepsilon}_{si}(t) = N(t)_{xk1} / \sum_{i=n+1}^m \bar{E}_{si} \bar{A}_{si},$$

$$E_{bi}(t) = f[\varepsilon_{bi}(t)], \quad E_{si}(t) = f[\varepsilon_{si}(t)], \quad \bar{E}_{si}(t) = f[\bar{\varepsilon}_{si}(t)],$$

где $(n1 - n)$ - количество стержней арматуры с нарушенным сцеплением с бетоном,

$m1$ - количество сечений со сцеплением арматуры с бетоном,

$M_1 \dots M_{m1}$ - изгибающие моменты соответственно в $1 \dots m1$ сечении со сцеплением,

$M_1 \dots M_{p1}$ - изгибающие моменты соответственно в $1 \dots p1$ сечении без сцепления,

$k1$ - количество участков с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном.

Для арматуры без сцепления с бетоном в расчете используется диаграмма растяжения свободной арматуры, для растянутой арматуры с обеспеченным сцеплением после пересечения ее трещиной - трансформированная диаграмма с учетом положений, изложенных в параграфе 2.3.