СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

(ПЕРВАЯ РЕДАКЦИЯ)

2010 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ 4
2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ 4
3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ 4
4. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К БЕТОННЫМ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ 4
5. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ 7
5.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ 7
5.2. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ 13
5.3. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН 17
5.4. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН 18
5.5. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ 19
6. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ 21
6.1. БЕТОН 21
6.2. АРМАТУРА 41
7. БЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ 49
7.1. РАСЧЕТ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ 50
8. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ 56
8.1. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ 56
РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ 56
8.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ 106
ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ 106
РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН 106
РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ 116
9. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ 126
9.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ. 126
9.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ 132
РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ. 132
9.3. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ 139
РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ

ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН 140
РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ 144
10. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ _____ 147
10.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ _____ 147
10.2. ТРЕБОВАНИЯ К ГЕОМЕТРИЧЕСКИМ РАЗМЕРАМ _____ 147
10.3. ТРЕБОВАНИЯ К АРМИРОВАНИЮ _____ 148
10.4. КОНСТРУИРОВАНИЕ ОСНОВНЫХ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ _____ 161
11. ТРЕБОВАНИЯ К ИЗГОТОВЛЕНИЮ, ВОЗВЕДЕНИЮ И ЭКСПЛУАТАЦИИ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ _____ 163
11.1. БЕТОН _____ 163
11.2. АРМАТУРА _____ 166
11.3. ОПАЛУБКА _____ 167
11.4. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ _____ 168
11.5. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА _____ 170
12. ТРЕБОВАНИЯ К ВОССТАНОВЛЕНИЮ И УСИЛЕНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ _____ 172
12.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ _____ 172
12.2. НАТУРНЫЕ ОБСЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ _____ 172
12.3. ПОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЕТЫ КОНСТРУКЦИЙ _____ 172
12.4. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ _____ 174
ПРИЛОЖЕНИЕ А 176
ПРИЛОЖЕНИЕ Б 179
ПРИЛОЖЕНИЕ В 180

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Настоящие нормы распространяется на проектирование бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения, эксплуатируемых в климатических условиях России, в среде с неагрессивной степенью воздействия, при статическом действии нагрузки.

Нормы устанавливают требования к проектированию бетонных и железобетонных конструкций, изготовляемых из тяжелого, мелкозернистого, легкого, ячеистого и напрягающего бетонов.

Требования настоящих норм не распространяются на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, мостов, покрытий автомобильных дорог и аэродромов и других специальных сооружений, а также конструкции, изготовляемые из бетонов средней плотностью менее 500 и свыше 2500 кг/м^3, бетонополимеров и полимербетонов, бетонов на известковых, шлаковых и смешанных вяжущих (кроме применения их в ячеистом бетоне), на гипсовом и специальных вяжущих, бетонов на специальных и органических заполнителях, бетона крупнопористой структуры.

2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящих нормах и правилах использованы ссылки на документы, приведенные в Приложении А.

3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящих нормах и правилах применяются термины и определения в соответствии с Приложением Б.

4. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К БЕТОННЫМ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ

4.1. Бетонные и железобетонные конструкции всех типов должны удовлетворять требованиям:

- по безопасности;
- по эксплуатационной пригодности;

- по долговечности,

а также дополнительным требованиям, указанным в задании на проектирование.

4.2. Для удовлетворения требованиям по безопасности конструкции должны иметь такие начальные характеристики, чтобы при различных расчетных воздействиях в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений были исключены разрушения любого характера или нарушения эксплуатационной пригодности, связанные с причинением вреда жизни или здоровью граждан, имуществу, окружающей среде, жизни и здоровью животных и растениям.

4.3. Для удовлетворения требованиям по эксплуатационной пригодности конструкция должна иметь такие начальные характеристики, чтобы при различных расчетных воздействиях не происходило образование или чрезмерное раскрытие трещин, а также не возникали чрезмерные перемещения, колебания и другие повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию (нарушение требований к внешнему виду конструкции, технологических требований по нормальной работе оборудования, механизмов, конструктивных требований по совместной работе элементов и других требований, установленных при проектировании).

В необходимых случаях конструкции должны иметь характеристики, обеспечивающие требования по теплоизоляции, звукоизоляции, биологической защите и другие требования.

Требования по отсутствию трещин предъявляют к железобетонным конструкциям, у которых при полностью растянутом сечении должна быть обеспечена непроницаемость (находящихся под давлением жидкости или газов, испытывающих воздействие радиации и т.п.), к уникальным конструкциям, к которым предъявляют повышенные требования по долговечности, а также к конструкциям, эксплуатируемым при воздействии сильно агрессивной среды.

В остальных железобетонных конструкциях образование трещин допускается, и к ним предъявляют требования по ограничению ширины раскрытия трещин.

4.4. Для удовлетворения требованиям долговечности конструкция должна иметь такие начальные характеристики, чтобы в течение установленного

длительного времени она удовлетворяла бы требованиям по безопасности и эксплуатационной пригодности с учетом влияния на геометрические характеристики конструкций и механические характеристики материалов различных расчетных воздействий (длительное действие нагрузки, неблагоприятные климатические, технологические, температурные и влажностные воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и другие воздействия).

4.5. Безопасность, эксплуатационную пригодность, долговечность бетонных и железобетонных конструкций и другие устанавливаемые заданием на проектирование требования должны быть обеспечены выполнением:

- требований к бетону и его составляющим;
- требований к арматуре;
- требований к расчетам конструкций;
- конструктивных требований;
- технологических требований;
- требований по эксплуатации.

Требования по нагрузкам и воздействиям, по пределу огнестойкости, по непроницаемости, по морозостойкости, по предельным показателям деформаций (прогибам, перемещениям, амплитуде колебаний), по расчетным значениям температуры наружного воздуха и относительной влажности окружающей среды, по защите строительных конструкций от воздействия агрессивных сред и др. устанавливаются соответствующими нормативными документами.

4.6. При проектировании бетонных и железобетонных конструкций надежность конструкций устанавливают согласно ГОСТ 27751 полувероятностным методом расчета путем использования расчетных значений нагрузок и воздействий, расчетных характеристик бетона и арматуры (или конструкционной стали), определяемых с помощью соответствующих частных коэффициентов надежности по нормативным значениям этих характеристик, с учетом уровня ответственности зданий и сооружений.

Нормативные значения нагрузок и воздействий, значения коэффициентов надежности по нагрузке, коэффициентов надежности по назначению конструкций,

а также подразделение нагрузок на постоянные и временные (длительные и кратковременные) устанавливают соответствующими нормативными документами для строительных конструкций (СНиП 2.01.07-85*).

Расчетные значения нагрузок и воздействий принимают в зависимости от вида расчетного предельного состояния и расчетной ситуации.

Уровень надежности расчетных значений характеристик материалов устанавливают в зависимости от расчетной ситуации и от опасности достижения соответствующего предельного состояния и регулируют значением коэффициентов надежности по бетону и арматуре (или конструкционной стали).

Расчет бетонных и железобетонных конструкций можно производить по заданному значению надежности на основе полного вероятностного расчета при наличии достаточных данных об изменчивости основных факторов, входящих в расчетные зависимости.

5. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

5.1.1. Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить в соответствии с требованиями ГОСТ 27751 по предельным состояниям, включающим:

- предельные состояния первой группы, приводящие к полной непригодности эксплуатации конструкций;
- предельные состояния второй группы, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или уменьшающие долговечность зданий и сооружений по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Расчеты должны обеспечивать надежность зданий или сооружений в течение всего срока их службы, а также при производстве работ, в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ним.

Расчеты по предельным состояниям первой группы включают:

- расчет по прочности;
- расчет по устойчивости формы (для тонкостенных конструкций);
- расчет по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание).

Расчеты по прочности бетонных и железобетонных конструкций следует производить из условия, по которому усилия, напряжения и деформации в конструкциях от различных воздействий с учетом начального напряженного состояния (преднапряжение, температурные и другие воздействия) не должны превышать соответствующих значений, установленных нормами.

Расчеты по устойчивости формы конструкции, а также по устойчивости положения (с учетом совместной работы конструкции и основания, их деформационных свойств, сопротивления сдвигу по контакту с основанием и других особенностей) следует производить согласно указаниям нормативных документов на отдельные виды конструкций.

В необходимых случаях в зависимости от вида и назначения конструкции должны быть произведены расчеты по предельным состояниям, связанным с явлениями, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации (чрезмерные деформации, сдвиги в соединениях и другие явления).

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:
- расчет по образованию трещин;
- расчет по раскрытию трещин;
- расчет по деформациям.

Расчет бетонных и железобетонных конструкций по образованию трещин следует производить из условия, по которому усилия, напряжения или деформации в конструкциях от различных воздействий не должны превышать соответствующих их предельных значений, воспринимаемых конструкцией при образовании трещин.

Расчет железобетонных конструкций по раскрытию трещин производят из условия, по которому ширина раскрытия трещин в конструкции от различных воздействий не должна превышать предельно допустимых значений, устанавливаемых в зависимости от требований, предъявляемых к конструкции,

условий ее эксплуатации, воздействия окружающей среды и характеристик материалов с учетом особенностей коррозионного поведения арматуры.

Расчет бетонных и железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия, по которому прогибы, углы поворота, перемещения и амплитуды колебания конструкций от различных воздействий не должны превышать соответствующих предельно допустимых значений.

Для конструкций, в которых не допускается образование трещин, должны быть обеспечены требования по отсутствию трещин. В этом случае расчет по раскрытию трещин не производят.

Для остальных конструкций, в которых допускается образование трещин, расчет по образованию трещин производят для определения необходимости расчета по раскрытию трещин и учета трещин при расчете по деформациям.

5.1.2. Расчет бетонных и железобетонных конструкций (линейных, плоскостных, пространственных, массивных) по предельным состояниям первой и второй групп производят по напряжениям, усилиям, деформациям и перемещениям, вычисленным от внешних воздействий в конструкциях и образуемых ими системах зданий и сооружений с учетом физической нелинейности (неупругих деформаций бетона и арматуры), возможного образования трещин и в необходимых случаях - анизотропии, накопления повреждений и геометрической нелинейности (влияние деформаций на изменение усилий в конструкциях).

Физическую нелинейность и анизотропию следует учитывать в определяющих соотношениях, связывающих между собой напряжения и деформации (или усилия и перемещения), а также в условиях прочности и трещиностойкости материала.

В статически неопределимых конструкциях следует учитывать перераспределение усилий в элементах системы вследствие образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре вплоть до возникновения предельного состояния в элементе. При отсутствии методов расчета, учитывающих неупругие свойства железобетона, а также для предварительных расчетов с учетом неупругих свойств железобетона усилия и напряжения в статически

неопределимых конструкциях и системах допускается определять в предположении упругой работы железобетонных элементов. При этом влияние физической нелинейности рекомендуется учитывать путем корректировки результатов линейного расчета на основе данных экспериментальных исследований, нелинейного моделирования, результатов расчета аналогичных объектов и экспертных оценок.

При расчете конструкций по прочности, деформациям, образованию и раскрытию трещин на основе метода конечных элементов должны быть проверены условия прочности и трещиностойкости для всех конечных элементов, составляющих конструкцию, а также условия возникновения чрезмерных перемещений конструкции. При оценке предельного состояния по прочности допускается полагать отдельные конечные элементы разрушенными, если это не влечет за собой прогрессирующего разрушения здания или сооружения и по истечении действия рассматриваемой нагрузки эксплуатационная пригодность здания или сооружения сохраняется или может быть восстановлена.

Определение предельных усилий и деформаций в бетонных и железобетонных конструкциях следует производить на основе расчетных схем (моделей), наиболее близко отвечающих реальному физическому характеру работы конструкций и материалов в рассматриваемом предельном состоянии.

Несущую способность железобетонных конструкций, способных претерпевать достаточные пластические деформации (в частности, при использовании арматуры с физическим пределом текучести), допускается определять методом предельного равновесия.

5.1.3. При расчетах бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям следует рассматривать различные расчетные ситуации в соответствии с ГОСТ 27751, в том числе стадии изготовления, транспортирования, возведения, эксплуатации и аварийные.

5.1.4. Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить на все виды нагрузок, отвечающих функциональному назначению зданий и сооружений, с учетом влияния окружающей среды (климатических воздействий и воды – для конструкций, окруженных водой), а в необходимых

случаях - с учетом воздействия пожара, технологических температурных и влажностных воздействий и воздействий агрессивных химических сред.

5.1.5. Расчеты бетонных и железобетонных конструкций производят на действие изгибающих моментов, продольных сил, поперечных сил и крутящих моментов, а также на местное действие нагрузки.

5.1.6. При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от веса элементов следует принимать с коэффициентом динамичности, равным: 1,60 - при транспортировании, 1,40 - при подъеме и монтаже. Допускается принимать более низкие, обоснованные в установленном порядке, значения коэффициентов динамичности, но не ниже 1,25.

5.1.7. При расчетах бетонных и железобетонных конструкций следует учитывать особенности свойств различных видов бетона и арматуры, влияния на них характера нагрузки и окружающей среды, способов армирования, совместность работы арматуры и бетона (при наличии и отсутствии сцепления арматуры с бетоном), технологию изготовления конструктивных типов железобетонных элементов зданий и сооружений.

5.1.8. Расчет предварительно напряженных конструкций следует производить с учетом начальных (предварительных) напряжений и деформаций в арматуре и бетоне, потерь предварительного напряжения и особенностей передачи предварительного напряжения на бетон.

5.1.9. Расчет сборно-монолитных и сталежелезобетонных конструкций следует производить с учетом начальных напряжений и деформаций, полученных сборными железобетонными или стальными несущими элементами от действия нагрузок при укладке монолитного бетона до набора его прочности и обеспечения совместной работы со сборными железобетонными или стальными несущими элементами. При расчете сборно-монолитных и сталежелезобетонных конструкций должна быть обеспечена прочность контактных швов сопряжения сборных железобетонных и стальных несущих элементов с монолитным бетоном, осуществляемых за счет трения, сцепления по контакту материалов или путем

устройства шпоночных соединений, выпусков арматуры и специальных анкерных устройств.

В монолитных конструкциях должна быть обеспечена прочность конструкции с учетом рабочих швов бетонирования.

5.1.10. При расчете сборных конструкций должна быть обеспечена прочность узловых и стыковых сопряжений сборных элементов, осуществленных путем соединения стальных закладных деталей, выпусков арматуры и замоноличивания бетоном.

5.1.11. Расчет дисперсно армированных конструкций (фибробетонных, армоцементных) следует производить с учетом характеристик дисперсно армированного бетона, дисперсной арматуры и особенностей работы дисперсно армированных конструкций.

5.1.12. При расчете плоских и пространственных конструкций, подвергаемых силовым воздействиям в двух взаимно перпендикулярных направлениях, рассматривают отдельные, выделенные из конструкции плоские или пространственные малые характерные элементы с усилиями, действующими по боковым сторонам элемента. При наличии трещин эти усилия определяют с учетом расположения трещин, жесткости арматуры (осевой и тангенциальной), жесткости бетона (между трещинами и в трещинах) и других особенностей. При отсутствии трещин усилия определяют как для сплошного тела.

Допускается при наличии трещин определять усилия в предположении упругой работы железобетонного элемента.

Расчет элементов следует производить по наиболее опасным сечениям, расположенным под углом по отношению к направлению действующих на элемент усилий, на основе расчетных моделей, учитывающих работу растянутой арматуры в трещине и работу бетона между трещинами в условиях плоского напряженного состояния.

5.1.13. Расчет плоских и пространственных конструкций допускается производить для конструкции в целом на основе метода предельного равновесия, в том числе с учетом деформированного состояния к моменту разрушения.

5.1.14. При расчете массивных конструкций, подвергаемых силовым воздействиям в трех взаимно перпендикулярных направлениях, рассматривают отдельные выделенные из конструкции малые объемные характерные элементы с усилиями, действующими по граням элемента. При этом усилия следует определять на основе предпосылок, аналогичных принятым для плоскостных элементов (п. 5.1.12).

Расчет элементов следует производить по наиболее опасным сечениям, расположенным под углом по отношению к направлению действующих на элемент усилий, на основе расчетных моделей, учитывающих работу бетона и арматуры в условиях объемного напряженного состояния.

5.1.15. Для конструкций сложной конфигурации (например, пространственных) кроме расчетных методов оценки несущей способности, трещиностойкости и деформативности могут быть использованы также результаты испытания физических моделей.

5.2. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

5.2.1. Расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности производят:

- по нормальным сечениям (при действии изгибающих моментов и продольных сил) по нелинейной деформационной модели, а для простых по конфигурации элементов - по предельным усилиям;

- по наклонным сечениям (при действии поперечных сил), по пространственным сечениям (при действии крутящих моментов), на местное действие нагрузки (местное сжатие, продавливание) - по предельным усилиям.

Расчет по прочности коротких железобетонных элементов (коротких консолей и других элементов) производят на основе каркасно-стержневой модели.

5.2.2. Расчет по прочности бетонных и железобетонных элементов по предельным усилиям производят из условия, по которому усилие от внешних

нагрузок и воздействий F в рассматриваемом сечении не должно превышать предельного усилия F_{ult}, которое может быть воспринято элементом в этом сечении

$$F \leq F_{ult} \qquad (5.\ 1)$$

Расчет бетонных элементов по прочности

5.2.3. Бетонные элементы в зависимости от условий их работы и требований, предъявляемых к ним, следует рассчитывать по нормальным сечениям по предельным усилиям без учета (п. 5.2.4) или с учетом (п. 5.2.5) сопротивления бетона растянутой зоны.

5.2.4. Без учета сопротивления бетона растянутой зоны производят расчет внецентренно сжатых бетонных элементов при значениях эксцентриситета продольной силы, не превышающих 0,9 расстояния от центра тяжести сечения до наиболее сжатого волокна. При этом предельное усилие, которое может быть воспринято элементом, определяют по расчетным сопротивлениям бетона сжатию R_b, равномерно распределенным по условной сжатой зоне сечения с центром тяжести, совпадающим с точкой приложения продольной силы.

Для массивных бетонных конструкций следует принимать в сжатой зоне треугольную эпюру напряжений, не превышающих расчетного значения сопротивления бетона сжатию R_b. При этом эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения не должен превышать 0,65 расстояния от центра тяжести до наиболее сжатого волокна бетона.

5.2.5. С учетом сопротивления бетона растянутой зоны производят расчет внецентренно сжатых бетонных элементов с эксцентриситетом продольной силы, большим указанных в п. 5.2.4 настоящего раздела, изгибаемых бетонных элементов (которые допускаются к применению), а также внецентренно сжатых элементов с эксцентриситетом продольной силы, указанным в п.5.2.4 настоящего раздела, но в которых по условиям эксплуатации не допускается образование трещин. При этом предельное усилие, которое может быть воспринято сечением элемента, определяют как для упругого тела при максимальных растягивающих напряжениях, равных расчетному значению сопротивления бетона растяжению R_{bt}.

5.2.6. При расчете внецентренно сжатых бетонных элементов следует учитывать влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов.

Расчет железобетонных элементов по прочности нормальных сечений

5.2.7. Расчет железобетонных элементов по предельным усилиям следует производить, определяя предельные усилия, которые могут быть восприняты бетоном и арматурой в нормальном сечении, из следующих положений:

- сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными расчетному сопротивлению бетона сжатию и равномерно распределенными по условной сжатой зоне бетона;
- растягивающие и сжимающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления соответственно растяжению и сжатию.

5.2.8. Расчет железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели производят на основе диаграмм состояния бетона и арматуры, исходя из гипотезы плоских сечений. Критерием прочности нормальных сечений является достижение предельных относительных деформаций в бетоне или арматуре.

5.2.9. При расчете внецентренно сжатых железобетонных элементов следует учитывать случайный эксцентриситет и влияние продольного изгиба.

Расчет железобетонных элементов по прочности наклонных сечений

5.2.10. Расчет железобетонных элементов по прочности наклонных сечений производят: по наклонному сечению на действие поперечной силы, по наклонному сечению на действие изгибающего момента и по полосе между наклонными сечениями на действие поперечной силы.

5.2.11. При расчете железобетонного элемента по прочности наклонного сечения на действие поперечной силы предельную поперечную силу, которая может быть воспринята элементом в наклонном сечении, следует определять как

сумму предельных поперечных сил, воспринимаемых бетоном в наклонном сечении и поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение.

5.2.12. При расчете железобетонного элемента по прочности наклонного сечения на действие изгибающего момента предельный момент, который может быть воспринят элементом в наклонном сечении, следует определять как сумму предельных моментов, воспринимаемых пересекающей наклонное сечение, продольной и поперечной арматурой, относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне.

5.2.13. При расчете железобетонного элемента по полосе между наклонными сечениями на действие поперечной силы предельную поперечную силу, которая может быть воспринята элементом, следует определять исходя из прочности наклонной бетонной полосы, находящейся под воздействием сжимающих усилий вдоль полосы и растягивающих усилий от поперечной арматуры, пересекающей наклонную полосу.

Расчет железобетонных элементов по прочности пространственных сечений

5.2.14. При расчете железобетонных элементов по прочности пространственных сечений предельный крутящий момент, который может быть воспринят элементом, следует определять как сумму предельных крутящих моментов, воспринимаемых продольной и поперечной арматурой, расположенной у каждой грани элемента. Кроме того, следует производить расчет по прочности железобетонного элемента по бетонной полосе, расположенной между пространственными сечениями и находящейся под воздействием сжимающих усилий вдоль полосы и растягивающих усилий от поперечной арматуры, пересекающей полосу.

Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузки

5.2.15. При расчете железобетонных элементов на местное сжатие предельную сжимающую силу, которая может быть воспринята элементом, следует определять исходя из сопротивления бетона при объемном напряженном

состоянии, создаваемым окружающим бетоном и косвенной арматурой, если она установлена.

5.2.16. Расчет на продавливание производят для плоских железобетонных элементов (плит) при действии сосредоточенных силы и момента в зоне продавливания. Предельное усилие, которое может быть воспринято железобетонным элементом при продавливании, следует определять как сумму предельных усилий, воспринимаемых бетоном и поперечной арматурой, расположенной в зоне продавливания.

5.3. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

5.3.1. Расчет железобетонных элементов по образованию нормальных трещин производят по предельным усилиям или по нелинейной деформационной модели. Расчет по образованию наклонных трещин производят по предельным усилиям.

5.3.2. Расчет по образованию трещин железобетонных элементов по предельным усилиям производят из условия, по которому усилие от внешних нагрузок и воздействий F в рассматриваемом сечении не должно превышать предельного усилия $F_{crc,ult}$, которое может быть воспринято железобетонным элементом при образовании трещин.

$$F \leq F_{crc,ult} \qquad (5.\ 2)$$

5.3.3. Предельное усилие, воспринимаемое железобетонным элементом при образовании нормальных трещин, следует определять исходя из расчета железобетонного элемента как сплошного тела с учетом упругих деформаций в арматуре и неупругих деформаций в растянутом и сжатом бетоне при максимальных нормальных растягивающих напряжениях в бетоне, равных расчетным значениям сопротивления бетона растяжению R_{bt}.

5.3.4. Расчет железобетонных элементов по образованию нормальных трещин по нелинейной деформационной модели производят на основе диаграмм состояния арматуры, растянутого и сжатого бетона и гипотезы плоских сечений.

Критерием образования трещин является достижение предельных относительных деформаций в растянутом бетоне.

5.3.5. Предельное усилие, которое может быть воспринято железобетонным элементом при образовании наклонных трещин, следует определять исходя из расчета железобетонного элемента как сплошного упругого тела и критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии “сжатие-растяжение”.

5.4. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

5.4.1. Расчет железобетонных элементов производят по раскрытию различного вида трещин в тех случаях, когда расчетная проверка на образование трещин показывает, что трещины образуются.

5.4.2. Расчет по раскрытию трещин производят из условия, по которому ширина раскрытия трещин от внешней нагрузки a_{crc} не должна превосходить предельно допустимого значения ширины раскрытия трещин $a_{crc,ult}$

$$a_{crc} \le a_{crc,ult}. \qquad (5.\ 3)$$

5.4.3. Ширину раскрытия нормальных трещин определяют как произведение средних относительных деформаций арматуры на участке между трещинами и длины этого участка. Средние относительные деформации арматуры между трещинами определяют с учетом работы растянутого бетона между трещинами. Относительные деформации арматуры в трещине определяют из условно упругого расчета железобетонного элемента с трещинами с использованием приведенного модуля деформации сжатого бетона, установленного с учетом влияния неупругих деформации бетона сжатой зоны, или по нелинейной деформационной модели. Расстояние между трещинами определяют из условия, по которому разность усилий в продольной арматуре в сечении с трещиной и между трещинами должна быть воспринята усилиями сцепления арматуры с бетоном на длине этого участка.

Ширину раскрытия нормальных трещин следует определять с учетом характера действия нагрузки (повторяемости, длительности и т.п.) и вида профиля арматуры.

5.4.4. Предельно допустимую ширину раскрытия трещин $a_{crc,ult}$ следует устанавливать исходя из эстетических соображений, наличия требований к проницаемости конструкций, а также в зависимости от длительности действия нагрузки, вида арматурной стали и ее склонности к развитию коррозии в трещине.

5.5. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

5.5.1. Расчет железобетонных элементов по деформациям производят из условия, по которому прогибы или перемещения конструкций f от действия внешней нагрузки не должны превышать предельно допустимых значений прогибов или перемещений f_{ult}

$$f \leq f_{\mathrm{ult}}. \qquad (5.\ 4)$$

5.5.2. Прогибы или перемещения железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик железобетонного элемента в сечениях по его длине (кривизн, углов сдвига и т.д.).

5.5.3. В тех случаях, когда прогибы железобетонных элементов в основном зависят от изгибных деформаций, значения прогибов определяют по кривизнам элементов или по жесткостным характеристикам.

Кривизну железобетонного элемента определяют как частное от деления изгибающего момента на жесткость железобетонного сечения при изгибе.

Жесткость рассматриваемого сечения железобетонного элемента определяют по общим правилам сопротивления материалов: для сечения без трещин - как для условно упругого сплошного элемента, а для сечения с трещинами – как для условно упругого элемента с трещинами (принимая линейную зависимость между напряжениями и деформациями). Влияние неупругих деформаций бетона учитывают с помощью приведенного модуля деформаций бетона, а влияние

работы растянутого бетона между трещинами – с помощью приведенного модуля деформаций арматуры.

Расчет деформаций железобетонных конструкций с учетом трещин производят в тех случаях, когда расчетная проверка на образование трещин показывает, что трещины образуются. В противном случае производят расчет деформаций как для железобетонного элемента без трещин.

Кривизну и продольные деформации железобетонного элемента также определяют по нелинейной деформационной модели исходя из уравнений равновесия внешних и внутренних усилий, действующих в нормальном сечении элемента, гипотезы плоских сечений, диаграмм состояния бетона и арматуры и средних деформаций арматуры между трещинами.

5.5.4. Расчет деформаций железобетонных элементов следует производить с учетом длительности действия нагрузок, устанавливаемых соответствующими нормативными документами.

При вычислении прогибов жесткость участков элемента следует определять с учетом наличия или отсутствия нормальных к продольной оси элемента трещин в растянутой зоне их сечения.

5.5.5. При действии постоянных и временных длительных и кратковременных нагрузок прогиб железобетонных элементов во всех случаях не должен превышать $\frac{1}{150}$ пролета и $\frac{1}{75}$ вылета консоли.

6. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

6.1. БЕТОН

Показатели качества бетона и их применение при проектировании

6.1.1. Для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящих норм, следует предусматривать конструкционные бетоны:

- тяжелый средней плотности от свыше 2200 до 2500 кг/м3 включительно;
- мелкозернистый средней плотности свыше 1800 кг/м3;
- легкий;
- ячеистый;
- напрягающий.

6.1.2. При проектировании бетонных и железобетонных сооружений в соответствии с требованиями, предъявляемыми к конкретным конструкциям, должны быть установлены вид бетона, его нормируемые и контролируемые показатели качества.

6.1.3. Основными нормируемыми и контролируемыми показателями качества бетона являются:

- класс по прочности на сжатие B;
- класс по прочности на осевое растяжение B_t;
- марка по морозостойкости F;
- марка по водонепроницаемости W;
- марка по средней плотности D;
- марка по самонапряжению S_p.

Класс бетона по прочности на сжатие B соответствует значению кубиковой прочности бетона на сжатие в МПа с обеспеченностью 0,95 (нормативная кубиковая прочность).

Класс бетона по прочности на осевое растяжение B_t соответствует значению прочности бетона на осевое растяжение в МПа с обеспеченностью 0,95 (нормативная прочность бетона).

Допускается принимать иное значение обеспеченности прочности бетона на сжатие и осевое растяжение в соответствии с требованиями нормативных документов для отдельных специальных видов сооружений (например, для массивных гидротехнических сооружений).

Марка бетона по морозостойкости F соответствует минимальному числу циклов попеременного замораживания и оттаивания, выдерживаемых образцом при стандартном испытании.

Марка бетона по водонепроницаемости W соответствует максимальному значению давления воды (в МПа$\cdot 10^{-1}$), выдерживаемому бетонным образцом при испытании.

Марка по средней плотности D соответствует среднему значению объемной массы бетона в кг/м^3.

Марка напрягающего бетона по самонапряжению представляет собой значение предварительного напряжения в бетоне, МПа, воздаваемого в результате его расширения при коэффициенте продольного армирования μ=0,01.

При необходимости устанавливают дополнительные показатели качества бетона, связанные с теплопроводностью, температуростойкостью, огнестойкостью, коррозионной стойкостью (как самого бетона, так и находящейся в нем арматуры), биологической защитой и с другими требованиями, предъявляемыми к конструкции.

Показатели качества бетона должны быть обеспечены соответствующим проектированием состава бетонной смеси (на основе характеристик материалов для бетона и требований к бетону), технологией приготовления бетона и производства работ. Показатели бетона контролируют в процессе производства и непосредственно в конструкции.

Необходимые показатели бетона следует устанавливать при проектировании бетонных и железобетонных конструкций в соответствии с расчетом и условиями

эксплуатации с учетом различных воздействий окружающей среды и защитных свойств бетона по отношению к принятому виду арматуры.

Класс бетона по прочности на сжатие B назначают во всех случаях.

Класс бетона по прочности на осевое растяжение B_t назначают в случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и ее контролируют на производстве.

Марку бетона по морозостойкости F назначают для конструкций, подвергающихся действию попеременного замораживания и оттаивания.

Марку бетона по водонепроницаемости W назначают для конструкций, к которым предъявляют требования по ограничению водопроницаемости.

Марка бетона по самонапряжению должна назначаться для самонапряженных конструкций, когда эта характеристика учитывается в расчете и контролируется на производстве.

6.1.4. Для бетонных и железобетонных конструкций следует предусматривать бетоны следующих классов и марок:

а) классов по прочности на сжатие:

Тяжелый бетон	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60; B70; B80; B90; B100

Напрягающий бетон	B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60

Мелкозернистый бетон групп:	
А – естественного твердения или подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении на песке с модулем крупности свыше 2,0	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40
Б – то же, с модулем крупности 2,0 и менее	B3,5; B5; B7,5; B10; B15; B20; B25; B30
В – подвергнутый автоклавной обработке	B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60

Легкий бетон при марках по средней плотности:	
D800, D900	B2,5; B3,5; B5; B7,5
D1000, D1100	B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5
D1200, D1300	B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20
D1400, D1500	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30
D1600, D1700	B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40
D1800, D1900	B15; B20; B25; B30; B35; B40
D2000	B25; B30; B35; B40

Ячеистый бетон при марках по средней плотности:	Автоклавный	Неавтоклавный
D500	B1,5; B2; B2,5	-
D600	B1,5; B2; B2,5; B3,5	B1,5; B2
D700	B2; B2,5; B3,5; B5	B1,5; B2; B2,5
D800	B2,5; B3,5; B5; B7,5	B2; B2,5; B3,5
D900	B3,5; B5; B7,5; B10	B2,5; B3,5; B5
D1000	B7,5; B10; B12,5	B5; B7,5
D1100	B10; B12,5; B15	B7,5; B10
D1200	B12,5; B15	B10; B12,5

Поризованный бетон при марках по средней плотности:	
D800, D900, D1000	B2,5; B3,5; B5
D1100, D1200, D1300	B7,5
D1400	B3,5; B5; B7,55

б) классов по прочности на осевое растяжение:

Тяжелый, напрягающий, мелкозернистый и легкий бетоны	B_t0,8; B_t1,2; B_t1,6; B_t2,0; B_t2,4; B_t2,8; B_t3,2

в) марок по морозостойкости:

Тяжелый, напрягающий и мелкозернистый бетоны	F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500
Легкий бетон	F25; F35; F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500
Ячеистый и поризованный бетоны	F15; F25; F35; F50; F75; F100

г) марок по водонепроницаемости:

Тяжелый, мелкозернистый и легкий бетоны	W2; W4; W6; W8; W10; W12

Для напрягающего бетона марка по водонепроницаемости обеспечивается не ниже W12 и в проектах может не указываться;

д) марок по средней плотности:

Легкий бетон	D800; D900; D1000; D1100; D1200; D1300; D1400; D1500; D1600; D1700; D1800; D1900; D2000
Ячеистый бетон	D500; D600; D700; D800; D900; D1000; D1100; D1200
Поризованный бетон	D800; D900; D1000; D1100; D1200; D1300; D1400

е) марок по самонапряжению:

Напрягающий бетон	S_p0,6; S_p0,8; S_p1; S_p 1,2; S_p1,5; S_p2; S_p3; S_p4.

Примечания:
1. В настоящих нормах термины „легкий бетон" и „поризованный бетон" используются соответственно для обозначения легкого бетона плотной структуры и легкого бетона поризованной структуры (со степенью поризации свыше 6 %).
2. Группа мелкозернистого бетона (А, Б, В) должна указываться в рабочих чертежах конструкций.
3. К бетонам классов по прочности В70 и выше применим термин «высокопрочные бетоны».

6.1.5. Возраст бетона, отвечающий его классу по прочности на сжатие и по прочности на осевое растяжение (проектный возраст) назначают при проектировании, исходя из возможных реальных сроков загружения конструкций проектными нагрузками, с учетом способа возведения конструкций и условий твердения бетона. При отсутствии этих данных класс бетона устанавливают в проектном возрасте 28 суток.

Значение отпускной прочности бетона в элементах сборных конструкций следует назначать в соответствии с ГОСТ 13015.0 и стандартами на конструкции конкретных видов.

6.1.6. Для железобетонных конструкций рекомендуется применять класс бетона по прочности на сжатие не ниже В15.

Для предварительно напряженных железобетонных конструкций класс бетона по прочности на сжатие рекомендуется принимать в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, но не ниже В20.

Передаточную прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжатие) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50% принятого класса бетона по прочности на сжатие.

6.1.7. Мелкозернистый бетон без специального экспериментального обоснования не допускается применять для железобетонных конструкций, подвергающихся воздействию многократно повторяющейся нагрузки, а также для предварительно напряженных конструкций пролетом свыше 12 м при армировании проволочной арматурой классов В-II, Вр-II, К-7 и К-19.

Класс мелкозернистого бетона по прочности на сжатие, применяемого для защиты от коррозии и обеспечения сцепления с бетоном напрягаемой арматуры, расположенной в пазах и на поверхности конструкции, должен быть не ниже В12,5, а для инъекции каналов — не ниже В25.

6.1.8. Марку бетона по морозостойкости следует назначать в зависимости от требований, предъявляемых к конструкциям, режима их эксплуатации и условий окружающей среды.

Для надземных конструкций, подвергаемых атмосферным воздействиям окружающей среды при расчетной отрицательной температуре наружного воздуха в холодный период от минус 5°С до минус 40°С, принимают марку бетона по морозостойкости не ниже F75, а при расчетной температуре наружного воздуха выше минус 5°С в указанных выше конструкциях марку бетона по морозостойкости не нормируют.

В остальных случаях требуемые марки бетона по морозостойкости устанавливают в зависимости от назначения конструкций и условий окружающей среды по специальным указаниям.

6.1.9. Марку бетона по водонепроницаемости следует назначать в зависимости от требований, предъявляемых к конструкциям, режима их эксплуатации и условий окружающей среды.

Для надземных конструкций, подвергаемых атмосферным воздействиям при расчетной отрицательной температуре наружного воздуха выше минус 40°С, а также для наружных стен отапливаемых зданий марку бетона по водонепроницаемости не нормируют.

В остальных случаях требуемые марки бетона по водонепроницаемости устанавливают по специальным указаниям.

Нормативные и расчетные значения характеристик бетона.

Нормативные значения прочностных характеристик бетона

6.1.10. Основными прочностными характеристиками бетона являются нормативные значения:

- сопротивления бетона осевому сжатию $R_{b,n}$;

- сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,n}$.

Нормативные значения сопротивления бетона осевому сжатию (призменная прочность) и осевому растяжению (при назначении класса бетона на прочность на сжатие) принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие В согласно табл. 6.1.

При назначении класса бетона по прочности на осевое растяжение B_t нормативные значения сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,n}$ принимают равными числовой характеристике класса бетона на осевое растяжение.

Расчетные значения прочностных характеристик бетона.

6.1.11. Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} определяют по формулам:

$$R_b = \frac{R_{b,n}}{\gamma_b}; \qquad (6.\ 1)$$

$$R_{bt} = \frac{Rbt,n}{\gamma_{bt}}. \qquad (6.\ 2)$$

Значения коэффициента надежности по бетону при сжатии γ_b принимают равными:

- для расчета по предельным состояниям первой группы:

1,3 – для тяжелого, мелкозернистого, напрягающего и легкого бетонов;

1,5 – для ячеистого бетона;

- для расчета по предельным состояниям второй группы: 1,0.

Значения коэффициента надежности по бетону при растяжении γ_{bt} принимают равными:

- для расчета по предельным состояниям первой группы при назначении класса бетона по прочности на сжатие:

1,5 - для тяжелого, мелкозернистого, напрягающего и легкого бетонов;

2,3 – для ячеистого бетона;

- для расчета по предельным состояниям первой группы при назначении класса бетона по прочности на растяжение:

1,3 - для тяжелого, мелкозернистого, напрягающего и легкого бетонов;

- для расчета по предельным состояниям второй группы: 1,0.

Для бетона классов В70–В100 расчетное значение сопротивления осевому сжатию R_b принимают с учетом дополнительного понижающего коэффициента $\gamma_{b,br}$, учитывающего увеличение хрупкости высокопрочных бетонов в связи с уменьшением деформаций ползучести и равного

$$\gamma_{b,br} = \frac{360 - B}{300}, \qquad (6.\ 3)$$

где В – класс бетона по прочности на сжатие.

Расчетные значения сопротивления бетона R_b, R_{bt}, $R_{b,ser}$, $R_{bt,ser}$ (с округлением) в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие и осевое растяжение приведены: для предельных состояний первой группы - соответственно в табл.6.2, 6.3, второй группы - в табл.6.1.

6.1.12. В необходимых случаях расчетные значения прочностных характеристик бетона умножают на следующие коэффициенты условий работы γ_{bi}, учитывающие особенности работы бетона в конструкции (характер нагрузки, условия окружающей среды и т.д.):

а) γ_{b1} - для бетонных и железобетонных конструкций, вводимый к расчетным значениям сопротивлений R_b и R_{bt} и учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки:

γ_{b1} =1,0 - при непродолжительном (кратковременном) действии нагрузки;

γ_{b1} =0,9 - при продолжительном (длительном) действии нагрузки. Для ячеистых и поризованных бетонов - γ_{b1} =0,85;

б) γ_{b2} - для бетонных конструкций, вводимый к расчетным значениям сопротивления R_b и учитывающий характер разрушения таких конструкций,

γ_{b2} = 0,9.

в) γ_{b3} - для бетонных и железобетонных конструкций, бетонируемых в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования свыше 1,5 м, вводимый к расчетному значению сопротивления бетона R_b ,

γ_{b3}=0,85;

Таблица 6.1

Вид	Бетон	Нормативные сопротивления бетона R_{bn}, R_{btn}, МПа и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа при классе бетона по прочности на сжатие																					
		B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	—	—	—	2.7	3.5	5.5	7.5	9.5	11	15	18.5	22	25.5	29	32	36	39.5	43	50	57	64	71
	Легкий	—	—	1.9	2.7	3.5	5.5	7.5	9.5	11	15	18.5	22	25.5	29	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ячеистый	1.4	1.9	2.4	3.3	4.6	6.9	9.0	10.5	11.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{btn} и $R_{bt,ser}$	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	—	—	—	0.39	0.55	0.70	0.85	1.00	1.10	1.35	1.55	1.75	1.95	2.10	2.25	2.45	2.60	2.75	3.00	3.30	3.60	3.80
	Легкий	—	—	0.29	0.39	0.55	0.70	0.85	1.00	1.10	1.35	1.55	1.75	1.95	2.10	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ячеистый	0.22	0.26	0.31	0.41	0.55	0.63	0.89	1.00	1.05	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания:

1. Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.
2. Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее, а также для легкого бетона на мелком пористом заполнителе значения расчетных сопротивлений $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$ следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.
3. Для поризованного бетона, а также для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения расчетных сопротивлений $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$ следует принимать как для легкого бетона с умножением на коэффициент 0,7.
4. Для напрягающего бетона значения $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$ следует принимать с умножением на коэффициент 1,2.

Таблица 6.2

Вид	Бетон	Расчетные сопротивления бетона R_b, R_{bt}, МПа для предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие																					
		В1,5	В2	В2,5	В3,5	В5	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60	В70	В80	В90	В100
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	—	—	—	2.1	2.8	4.5	6.0	7.5	8.5	11.5	14.5	17.0	19.5	22.0	25.0	27.5	30.0	33.0	37.0	41.0	44.0	47.5
	Легкий	—	—	1.5	2.1	2.8	4.5	6.0	7.5	8.5	11.5	14.5	17.0	19.5	22.0	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ячеистый	0.95	1.3	1.6	2.2	3.1	4.6	6.0	7.0	7.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	—	—	—	0.26	0.37	0.48	0.56	0.66	0.75	0.90	1.05	1.15	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	2.00	2.20	2.40	2.50
	Легкий	—	—	0.20	0.26	0.37	0.48	0.56	0.66	0.75	0.90	1.05	1.15	1.30	1.40	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ячеистый	0.09	0.12	0.14	0.18	0.24	0.28	0.39	0.44	0.46	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания:

1. Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.
2. Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее, а также для легкого бетона на мелком пористом заполнителе значения расчетных сопротивлений R_{bt} следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.
3. Для поризованного бетона, а также для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения расчетных сопротивлений R_{bt} следует принимать как для легкого бетона с умножением на коэффициент 0,7.
4. Для напрягающего бетона значения R_{bt} следует принимать с умножением на коэффициент 1,2.

Таблица 6.3

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_{bt} , МПа , при классе бетона по прочности на осевое растяжение						
		B_t 0,8	B_t 1,2	B_t 1,6	B_t 2,0	B_t 2,4	B_t 2,8	B_t 3,2
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый, мелкозернистый, напрягающий и легкий	0,62	0,93	1,25	1,55	1,85	2,15	2,45

г) γ_{b4} – для ячеистых бетонов, вводимый к расчетному значению сопротивления бетона R_b ,

γ_{b4}=1,00 - при влажности ячеистого бетона 10% и менее;

γ_{b4}=0,85 - при влажности ячеистого бетона более 25%;

по интерполяции - при влажности ячеистого бетона свыше 10% и менее 25%.

Влияние попеременного замораживания и оттаивания, а также отрицательных температур, учитывают коэффициентом условий работы бетона γ_{b5}≤1,0 . Для надземных конструкций, подвергаемых атмосферным воздействиям окружающей среды при расчетной температуре наружного воздуха в холодный период минус 40^0С и выше, принимают коэффициент γ_{b5} =1,0. В остальных случаях значения коэффициента принимают в зависимости от назначения конструкции и условий окружающей среды согласно специальным указаниям.

Деформационные характеристики бетона.

6.1.13. Основными деформационными характеристиками бетона являются значения:

- предельных относительных деформаций бетона при осевом сжатии и растяжении (при однородном напряженном состоянии бетона), ε_{bo} и ε_{bto} ;

- начального модуля упругости E_b ;

- модуля сдвига G;

- коэффициента (характеристики) ползучести $\varphi_{b,cr}$;

- коэффициента поперечной деформации бетона (коэффициента Пуассона) $\nu_{b,P}$;

- коэффициента линейной температурной деформации бетона α_{bt}.

6.1.14. Значения предельных относительных деформаций тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов принимают равными:

при непродолжительном действии нагрузки:

ε_{bo} = 0,002 – при осевом сжатии;

ε_{bto} = 0,0001 – при осевом растяжении;

при продолжительном действии нагрузки - по табл. 6.4 в зависимости от относительной влажности окружающей среды.

Таблица 6.4

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Относительные деформации тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетона при продолжительном действии нагрузки					
	при сжатии			при растяжении		
	$\varepsilon_{bo}\cdot10^3$	$\varepsilon_{b2}\cdot10^3$	$\varepsilon_{b1,red}\cdot10^3$	$\varepsilon_{bto}\cdot10^3$	$\varepsilon_{bt2}\cdot10^3$	$\varepsilon_{bt1,red}\cdot10^3$
Выше 75	3,0	4,2	2,4	0,21	0,27	0,19
40-75	3,4	4,8	2,8	0,24	0,31	0,22
Ниже 40	4,0	5,6	3,4	0,28	0,36	0,26

Примечания:

1.Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01-99 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

2. Для высокопрочных бетонов классов В70 – В100 значения относительных деформаций ε_{b2} следует принимать с умножением на отношение (270-В)/210.

6.1.15. Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие В согласно табл. 6.5. Значения модуля сдвига бетона принимают равным $0{,}4E_b$.

При продолжительном действии нагрузки значения модуля деформаций бетона определяют по формуле:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1+\varphi_{b,cr}}, \qquad (6.\ 4)$$

где $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести, принимаемый согласно п. 6.1.16.

6.1.16. Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ принимают в зависимости от условий окружающей среды (относительной влажности воздуха) и

Таблица 6.5

Бетон	Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b, МПа·10^{-3} , при классе бетона по прочности на сжатие																					
	В1,5	В2	В2,5	В3,5	В5	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60	В70	В80	В90	В100
Тяжелый	—	—	—	9.5	13.0	16.0	19.0	21.5	24.0	27.5	30.0	32.5	34.5	36.0	37.0	38.0	39.0	39.5	41.0	42.0	42.5	43
Мелкозернистый групп: А — естественного твердения	—	—	—	7.0	10	13.5	15.5	17.5	19.5	22.0	24.0	26.0	27.5	28.5	—	—	—	—	—	—	—	—
подвергнутый тепловой обработке, при атмосферном давлении	—	—	—	6.5	9.0	12.5	14.0	15.5	17.0	20.0	21.5	23.0	24.0	24.5	—	—	—	—	—	—	—	—
Б — естественного твердения	—	—	—	6.5	9.0	12.5	14.0	15.5	17.0	20.0	21.5	23.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	—	—	5.5	8.0	11.5	13.0	14.5	15.5	17.5	19.0	20.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
В — автоклавного твердения	—	—	—	—	—	—	—	—	16.5	18.0	19.5	21.0	22.0	23.0	23.5	24.0	24.5	25.0	—	—	—	—
Легкий и поризованный марки по средней плотности D: 800	—	—	4.0	4.5	5.0	5.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1000	—	—	5.0	5.5	6.3	7.2	8.0	8.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1200	—	—	6.0	6.7	7.6	8.7	9.5	10.0	10.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1400	—	—	7.0	7.8	8.8	10.0	11.0	11.7	12.5	13.5	14.5	15.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1600	—	—	—	9.0	10.0	11.5	12.5	13.2	14.0	15.5	16.5	17.5	18.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1800	—	—	—	—	11.2	13.0	14.0	14.7	15.5	17.0	18.5	19.5	20.5	21.0	—	—	—	—	—	—	—	—
2000	—	—	—	—	—	14.5	16.0	17.0	18.0	19.5	21.0	22.0	23.0	23.5	—	—	—	—	—	—	—	—
Ячеистый автоклавного твердения марки по средней плотности D: 500	1.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
600	1.7	1.8	2.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
700	1.9	2.2	2.5	2.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
800	—	—	2.9	3.4	4.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
900	—	—	—	3.8	4.5	5.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1000	—	—	—	—	5.0	6.0	7.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1100	—	—	—	—	—	6.8	7.9	8.3	8.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1200	—	—	—	—	—	—	8.4	8.8	9.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания:

1. Группы мелкозернистого бетона приведены в п. 6.1.4.
2. Для легкого, ячеистого и поризованного бетонов при промежуточных значениях плотности бетона начальные модули упругости принимают по линейной интерполяции.
3. Для ячеистого бетона неавтоклавного твердения значения E_b принимают как для бетона автоклавного твердения с умножением на коэффициент 0,8.
4. Для напрягающего бетона значения E_b принимают как для тяжелого бетона с умножением на коэффициент $\alpha = 0{,}56 + 0{,}006B$.

Таблица 6.6

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе тяжелого бетона на сжатие											
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70 – B120
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	1,0
40 - 75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4	1,4
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	2,0
Примечание. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01-99 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.												

класса бетона. Значения коэффициента ползучести тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов бетона приведены в табл.6.6.

6.1.17. Значение коэффициента поперечной деформации бетона допускается принимать $\nu_{b,P}$ =0,2.

6.1.18. Значение коэффициента линейной температурной деформации бетона при изменении температуры от минус 40 до плюс 50°С принимают:

α_{bt} =1·10^{-5} °С$^{-1}$ – для тяжелого, мелкозернистого, напрягающего бетонов и легкого бетона при мелком плотном заполнителе;

α_{bt} =0,7·10^{-5} °С$^{-1}$ – для легкого бетона при мелком пористом заполнителе;

α_{bt} =1·10^{-5} °С$^{-1}$ – для ячеистого и поризованного бетонов.

Диаграммы состояния бетона

6.1.19. В качестве расчетных диаграмм состояния бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, принимают трехлинейную и двухлинейную диаграммы (рис. 6.1, а, б).

Диаграммы состояния бетона используют при расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели.

6.1.20. При трехлинейной диаграмме (рис. 6.1, а) сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от относительных деформаций укорочения бетона ε_b определяют по формулам:

При $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b1}$

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b \,, \qquad (6.5)$$

При $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{bo}$

$$\sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b}\right) \cdot \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{bo} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b}\right] \cdot R_b \qquad (6.6)$$

При $\varepsilon_{bo} \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_b \,. \qquad (6.7)$$

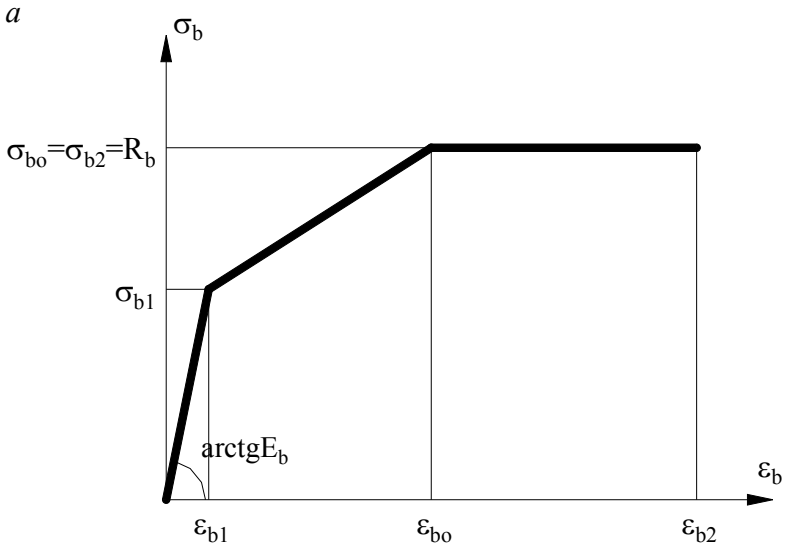
Значения напряжений σ_{b1} принимают:

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot R_b,$$

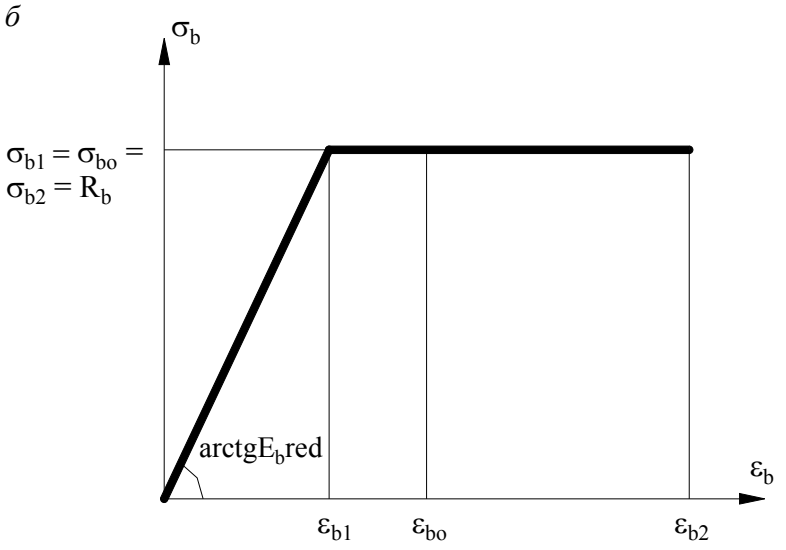
а значения относительных деформаций ε_{b1} принимают:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b}$$

а



б



а – трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона*;*

б - двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона*;*

Рис. 6. 1 . Диаграммы состояния сжатого бетона.

Значения относительных деформаций ε_{b2} для тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов принимают:

- при непродолжительном действии нагрузки:

  для бетонов класса по прочности на сжатие В60 и ниже - ε_{b2}=0,0035;

  для высокопрочных бетонов класса по прочности на сжатие В70-В100 ε_{b2} принимается по линейному закону от 0,0033 при В70 до 0,0028 при В100.
- при продолжительном действии нагрузки - по табл. 6.4.

Значения R_b, E_b и ε_{bo} принимают согласно п.п. 6.1.11, 6.1.12, 6.1.14, 6.1.15.

6.1.21. При двухлинейной диаграмме (рис. 6.1, б) сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от относительных деформаций ε_b определяют по формулам:

при $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b1}$, где $\varepsilon_{b1}=\dfrac{R_b}{E_{b,red}}$,

$$\sigma_b = E_{b,red} \cdot \varepsilon_b \; ; \qquad (6.\ 8)$$

при $\varepsilon_{b1} \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_b \; . \qquad (6.\ 9)$$

Значения приведенного модуля деформации бетона $E_{b,red}$ принимают:

$$E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1,red}} \quad . \qquad (6.\ 10)$$

Значения относительных деформаций $\varepsilon_{b1,red}$ для тяжелого бетона принимают:

- при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,red}$ =0,0015;
- при продолжительном действии нагрузки по табл. 6.4.

Значения R_b, ε_{b2} принимают как в п. 6.1.20.

6.1.22. Растягивающие напряжения бетона σ_{bt} в зависимости от относительных деформаций ε_{bt} определяют по приведенным в п.п. 6.1.20 и 6.1.21 диаграммам. При этом расчетные значения сопротивления бетона сжатию R_b заменяют на расчетные значения сопротивления бетона растяжению R_{bt} согласно п.п. 6.1.11, 6.1.12, значения начального модуля упругости E_{bt} определяют согласно

п. 6.1.15, значения относительной деформации ε_{bto} принимают согласно п. 6.1.12, значения относительной деформации ε_{bt2} принимают для тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов: при непродолжительном действии нагрузки - ε_{bt2} =0,00015, при продолжительном действии нагрузки – по табл. 6.4. Для двухлинейной диаграммы принимают $\varepsilon_{bt1,red}$=0,00008 - при непродолжительном действии нагрузки, а при продолжительном – по табл. 6.4; значения $E_{bt,red}$ определяют по формуле (6.10), подставляя в нее R_{bt} и $\varepsilon_{bt1,red}$.

6.1.23. При расчете прочности железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели для определения напряженно-деформированного состояния сжатой зоны бетона используют диаграммы состояния сжатого бетона, приведенные в п.п. 6.1.20 и 6.1.21 с деформационными характеристиками, отвечающими непродолжительному действию нагрузки. При этом в качестве наиболее простой используют двухлинейную диаграмму состояния бетона.

6.1.24. При расчете образования трещин в железобетонных конструкциях по нелинейной деформационной модели для определения напряженно-деформированного состояния сжатого и растянутого бетона используют трехлинейную диаграмму состояния бетона, приведенную в п.п. 6.1.20 и 6.1.22, с деформационными характеристиками, отвечающими непродолжительному действию нагрузки. Двухлинейную диаграмму (п.п. 6.1.21), как наиболее простую, используют для определения напряженно-деформированного состояния растянутого бетона при упругой работе сжатого бетона.

6.1.25. При расчете деформаций железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели при отсутствии трещин для оценки напряженно-деформированного состояния в сжатом и растянутом бетоне используют трехлинейную диаграмму состояния бетона с учетом непродолжительного и продолжительного действия нагрузки. При наличии трещин для оценки напряженно-деформированного состояния сжатого бетона помимо указанной выше диаграммы используют, как наиболее простую, двухлинейную диаграмму состояния бетона с учетом непродолжительного и продолжительного действия нагрузки.

6.1.26. При расчете раскрытия нормальных трещин по нелинейной деформационной модели для оценки напряженно-деформированного состояния в сжатом бетоне используют диаграммы состояния, приведенные в п.п. 6.1.20 и 6.1.21, с учетом непродолжительного действия нагрузки. При этом в качестве наиболее простой используют двухлинейную диаграмму состояния бетона.

6.1.27. Влияние попеременного замораживания и оттаивания, а также отрицательных температур на деформационные характеристики бетона учитывают коэффициентом условий работы $\gamma_{bt} \leq 1{,}0$. Для надземных конструкций, подвергаемых атмосферным воздействиям окружающей среды при расчетной температуре наружного воздуха в холодный период минус 400°C и выше, принимают коэффициент $\gamma_{bt} = 1{,}0$. В остальных случаях значения коэффициента γ_{bt} принимают в зависимости от назначения конструкций и условий окружающей среды.

6.1.28. Значения прочностных характеристик бетона при плоском (двухосном) или объемном (трехосном) напряженном состоянии следует определять с учетом вида и класса бетона из критерия, выражающего связь между предельными значениями напряжений, действующих в двух или трех взаимно перпендикулярных направлениях.

Деформации бетона следует определять с учетом плоского или объемного напряженных состояний.

6.1.29. Характеристики бетона-матрицы в дисперсно армированных конструкциях следует принимать как для бетонных и железобетонных конструкций.

Характеристики фибробетона в фибробетонных конструкциях следует устанавливать в зависимости от характеристик бетона, относительного содержания, формы, размеров и расположения фибр в бетоне, ее сцепления с бетоном и физико-механических свойств, а также в зависимости от размеров элемента или конструкции.

6.2. АРМАТУРА

6.2.1. При проектировании железобетонных зданий и сооружений в соответствии с требованиями, предъявляемыми к бетонным и железобетонным конструкциям, должны быть установлены вид арматуры, ее нормируемые и контролируемые показатели качества.

6.2.2. Для армирования железобетонных конструкций следует применять отвечающую требованиям соответствующих государственных стандартов или утвержденных в установленном порядке технических условий арматуру следующих видов:

- горячекатаную гладкую и периодического профиля с постоянной и переменной высотой выступов (соответственно кольцевой и серповидный профиль) диаметром 6…40 мм ;
- термомеханически упрочненную периодического профиля с постоянной и переменной высотой выступов (соответственно кольцевой и серповидный профиль) диаметром 6…40 мм ;
- холоднодеформированную периодического профиля, диаметром 3…12 мм;
- арматурные канаты диаметром 6…15 мм.

6.2.3. Основным показателем качества арматуры, устанавливаемым при проектировании, является класс арматуры по прочности на растяжение, обозначаемый:

А - для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры;

В, $В_р$ – для холоднодеформированной арматуры периодического профиля;

К - для арматурных канатов.

Классы арматуры по прочности на растяжение отвечают гарантированному значению предела текучести, физического или условного (равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2%), с обеспеченностью не менее 0,95, определяемому по соответствующим стандартам.

Кроме того, в необходимых случаях к арматуре предъявляют требования по дополнительным показателям качества: свариваемость, пластичность, хладостойкость и др.

6.2.4. Для железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры в качестве устанавливаемой по расчету арматуры следует преимущественно применять арматуру периодического профиля классов А500 и А400, а также арматуру класса В500 в сварных сетках и каркасах. При обосновании экономической целесообразности допускается применять арматуру более высоких классов.

Для предварительно напряженных железобетонных конструкций следует предусматривать:

в качестве напрягаемой арматуры:

- горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А600 (А-IV), А800 (А-V), и А1000 (А-VI);
- холоднодеформированную периодического профиля классов от $В_р$1200 до $В_р$1500 ($В_р$-II);
- канатную 7- и 19-проволочную классов К1400, К1500 (К-7, К-19),

в качестве ненапрягаемой арматуры:

- горячекатаную гладкую класса А240 (А-1);
- горячекатаную, термомеханически упрочненную и холоднодеформированную периодического профиля классов А300 (А-II), А400 (А-III), А500 (А500С), В500 (Вр-I, В500С).

6.2.5. При выборе вида и марок стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, а также прокатных сталей для закладных деталей следует учитывать температурные условия эксплуатации конструкций и характер их нагружения.

В конструкциях, эксплуатируемых при статической нагрузке в отапливаемых зданиях, а также на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре минус 40°С и выше может быть применена арматура всех вышеуказанных классов, за исключением арматуры класса А600 марки стали 80С (диаметром 10…18 мм), класса А300 марки стали Ст5пс (диаметром 18 …40 мм) и класса А240 марки стали Ст3кп, которые применяют при расчетной температуре минус 30°С и выше.

При других условиях эксплуатации класс арматуры и марку стали принимают по специальным указаниям.

При проектировании зоны передачи предварительного напряжения,

анкеровки арматуры в бетоне и соединений арматуры внахлестку (без сварки) следует учитывать характер поверхности арматуры.

При проектировании сварных соединений арматуры следует учитывать способ изготовления арматуры (ГОСТ 14098; РТМ 393-94).

6.2.6. Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных и бетонных конструкций следует применять горячекатаную арматурную сталь класса А240 марок Ст3сп и Ст3пс.

В случае, если монтаж конструкций возможен при расчетной зимней температуре ниже минус 40°С, для монтажных петель не допускается применять сталь марки Ст3пс.

Нормативные и расчетные значения характеристик арматуры

Нормативные значения прочностных характеристик арматуры.

6.2.7. Основной прочностной характеристикой арматуры является нормативное значение сопротивления растяжению $R_{s,n}$, принимаемое в зависимости от класса арматуры по табл. 6.7.

Расчетные значения прочностных характеристик арматуры.

6.2.8. Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению R_s определяют по формуле

$$R_s = \frac{R_{s,n}}{\gamma_s}, \qquad (6.\ 11)$$

где γ_S - коэффициент надежности по арматуре, принимаемый равным:

для предельных состояний первой группы:

1,1 - для арматуры классов А240, А300 и А400;

1,15 – для арматуры класса А500, А600 и А800;

1,2 - для арматуры класса А1000, В500, $В_р$1200…$В_р$1500, К1400, К1500;

1,0 - для предельных состояний второй группы.

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению R_s приведены (с округлением) для предельных состояний первой группы в табл. 6.8, второй группы – в табл. 6.7. При этом значения $R_{s,n}$ для предельных состояний первой группы приняты равными наименьшим контролируемым значениям по соответствующим ГОСТ.

Таблица 6.7

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа
А 240	6…40	240
А300	6…40	300
А 400	6…40	400
А500	10…40	500
А600	10…40	600
А800	10…32	800
А1000	10…32	1000
В500	3…12	500
$В_p$1200	8	1200
$В_p$1300	7	1300
$В_p$1400	4; 5; 6	1400
$В_p$1500	3	1500
К1400 (К-7)	15	1400
К1500 (К-7)	6; 9; 12	1500
К1500 (К-19)	14	1500

Расчетные значения сопротивления арматуры сжатию R_{sc} принимают равными расчетным значениям сопротивления арматуры растяжению R_s, но не более значений, отвечающих деформациям укорочения бетона, окружающего сжатую арматуру: при кратковременном действии нагрузки – не более 400 МПа, при длительном действии нагрузки – не более 500 МПа. Для арматуры классов В500 и А600 граничные значения сопротивления сжатию принимаются с коэффициентом условий работы, равным 0,9 (табл. 6.8).

Таблица 6.8

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению, R_s	сжатию, R_{sc}
А240	215	215
А300	270	270
А400	355	355
А500	435	435(400)
А600	520	470(400)
А800	695	500(400)
А1000	830	500(400)
В500	415	415(360)
$В_р1200$	1000	500(400)
$В_р1300$	1070	500(400)
$В_р1400$	1170	500(400)
$В_р1500$	1250	500(400)
К1400	1170	500(400)
К1500	1250	500(400)
Примечание – Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременные нагрузки		

6.2.9. В необходимых случаях расчетные значения прочностных характеристик арматуры умножают на коэффициенты условий работы γ_{si}, учитывающие особенности работы арматуры в конструкции.

Расчетные значения R_{sw} для арматуры классов А240…А500, В500 приведены в табл. 6.9.

Расчетные значения сопротивления хомутов и отогнутой поперечной арматуры классов А600 – А1000, $В_р1200$ – $В_р1500$ и канатной R_{sw} принимают не более $0{,}8\sigma_{sp}$ (с учетом всех потерь) и не более 300 МПа.

Таблица 6.9

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) растяжению для предельных состояний первой группы, МПа
А240	170
А300	215
А400	285
А500	300
В500	300

Деформационные характеристики арматуры

6.2.10. Основными деформационными характеристиками арматуры являются значения:

- относительных деформаций удлинения арматуры ε_{so} при достижении напряжениями расчетного сопротивления R_s;

- модуля упругости арматуры E_s.

6.2.11. Значения относительных деформаций арматуры ε_{so} принимают равными:

для арматуры с физическим пределом текучести

$$\varepsilon_{so} = \frac{R_s}{E_s}; \qquad (6.\ 12)$$

для арматуры с условным пределом текучести

$$\varepsilon_{so} = \frac{R_s}{E_s} + 0{,}002. \qquad (6.\ 13)$$

6.2.12. Значения модуля упругости арматуры E_s принимают одинаковыми при растяжении и сжатии и равными:

$E_S = 1{,}8 \cdot 10^5$ МПа. – для арматурных канатов (К);

$E_S = 2{,}0 \cdot 10^5$ МПа. – для остальной арматуры (А и В).

Диаграммы состояния арматуры

6.2.13. При расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели в качестве расчетной диаграммы состояния (деформирования) арматуры, устанавливающей связь между напряжениями σ_s и относительными деформациями ε_s арматуры, принимают для арматуры с физическим пределом текучести классов А240 – А500, В500 двухлинейную диаграмму (рис. 6.2, а), а для арматуры с условным пределом текучести классов А600 – А1000, $В_р$1200 – $В_р$1500, К1400, К1500 – трехлинейную (рис. 6.2, б).

Диаграммы состояния арматуры при растяжении и сжатии принимают одинаковыми.

6.2.14. Напряжения в арматуре σ_s согласно двухлинейной диаграмме состояния арматуры определяют в зависимости от относительных деформаций ε_s по формулам:

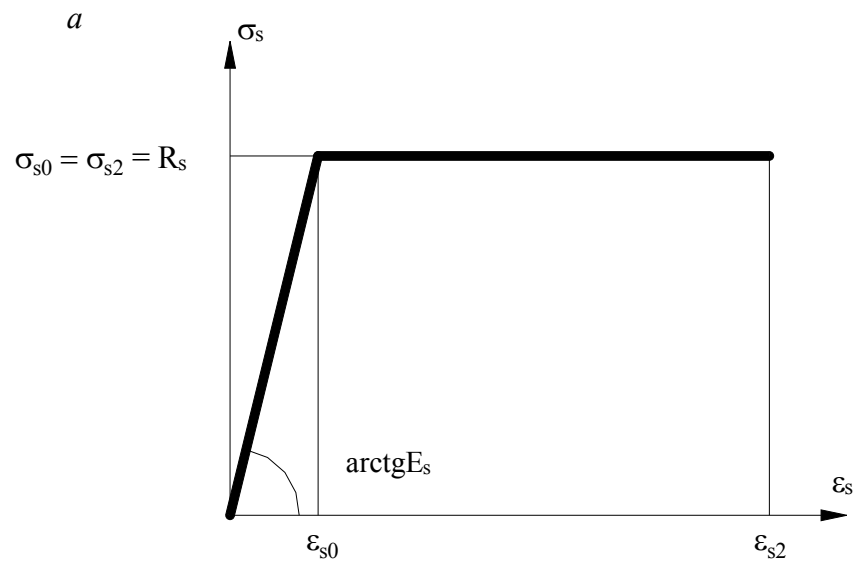
при $0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{so}$

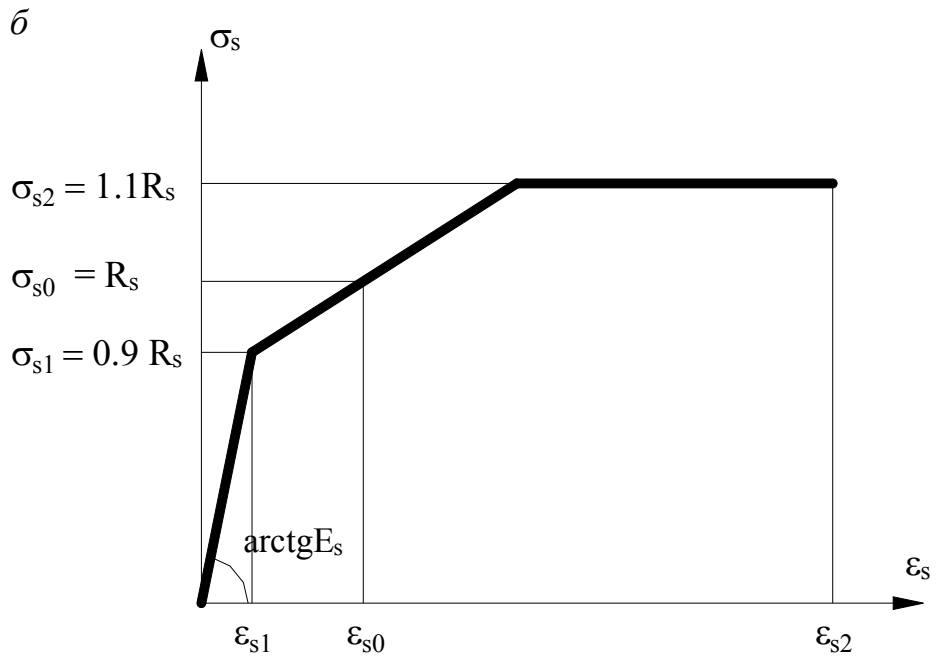
$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s; \qquad (6.\ 14)$$

при $\varepsilon_{so} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{s2}$

$$\sigma_s = R_s. \qquad (6.\ 15)$$

Значения ε_{so}, E_s и R_s принимают согласно п.п. 6.2.11, 6.2.12 и 6.2.8. Значения относительной деформации ε_{s2} принимают равными 0,025.





а – двухлинейная; б - трехлинейная

Рис. 6. 2 . Диаграммы состояния растянутой арматуры

6.2.15. Напряжения в арматуре σ_s согласно трехлинейной диаграмме состояния арматуры определяют в зависимости от относительных деформаций ε_s по формулам

при 0 < ε_s < ε_{s1}

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \; ; \qquad (6.\ 16)$$

при $\varepsilon_{s1} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{s2}$

$$\sigma_s = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right) \cdot \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{so} - \varepsilon_{s1}} + \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right] \cdot R_s \le 1{,}1 R_s \; . \qquad (6.\ 17)$$

Значения ε_{so} , E_s и R_s принимают согласно п.п. 6.2.11, 6.2.12 и 6.2.8.

Значения напряжений σ_{s1} принимают равными $0{,}9R_s$, а напряжений σ_{s2} - равными $1{,}1R_s$.

Значения относительных деформаций ε_{s1} принимают равными $\frac{0{,}9R_s}{\varepsilon_s}$, а деформаций ε_{s2} - равными 0,015.

Значения относительной деформации ε_{s2} принимают равными 0,015.

7. БЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Конструкции рассматривают как бетонные, если их прочность обеспечена одним только бетоном.

Бетонные элементы применяют:

а) преимущественно на сжатие при расположении продольной сжимающей силы в пределах поперечного сечения элемента;

б) в отдельных случаях в конструкциях, работающих на сжатие при расположении продольной сжимающей силы за пределами поперечного сечения элемента, а также в изгибаемых конструкциях, когда их разрушение не

представляет непосредственной опасности для жизни людей и сохранности оборудования и когда применение бетонных конструкций целесообразно.

Конструкции с арматурой, площадь сечения которой меньше минимально допустимой по конструктивным требованиям раздела 10.3, рассматривают как бетонные.

7.1. РАСЧЕТ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

Общие положения

7.1.1. Бетонные элементы рассчитывают по прочности на действие продольных сжимающих сил, изгибающих моментов и поперечных сил, а также на местное сжатие.

7.1.2. Расчет по прочности бетонных элементов при действии продольной сжимающей силы (внецентренное сжатие) и изгибающего момента следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси.

Расчет бетонных элементов прямоугольного, таврового сечений при действии усилий в плоскости симметрии нормального сечения производят по предельным усилиям согласно п.п. 7.1.7–7.1.12. В остальных случаях расчет производят на основе нелинейной деформационной модели согласно п.п. 8.1.20–8.1.30, принимая в расчетных зависимостях площадь арматуры, равной нулю.

7.1.3. Бетонные элементы в зависимости от условий их работы и требований, предъявляемых к ним, рассчитывают по предельным усилиям без учета или с учетом сопротивления бетона растянутой зоны.

Без учета сопротивления бетона растянутой зоны (рис.7.1) производят расчет внецентренно сжатых элементов при расположении продольной сжимающей силы в пределах поперечного сечения элемента, принимая, что достижение предельного состояния характеризуется разрушением сжатого бетона. Сопротивление бетона сжатию при расчете по предельным усилиям условно представляют напряжениями, равными R_b, равномерно распределенными по части сжатой зоны (условной сжатой зоны) с центром тяжести, совпадающим с точкой приложения продольной силы (п.7.1.9).

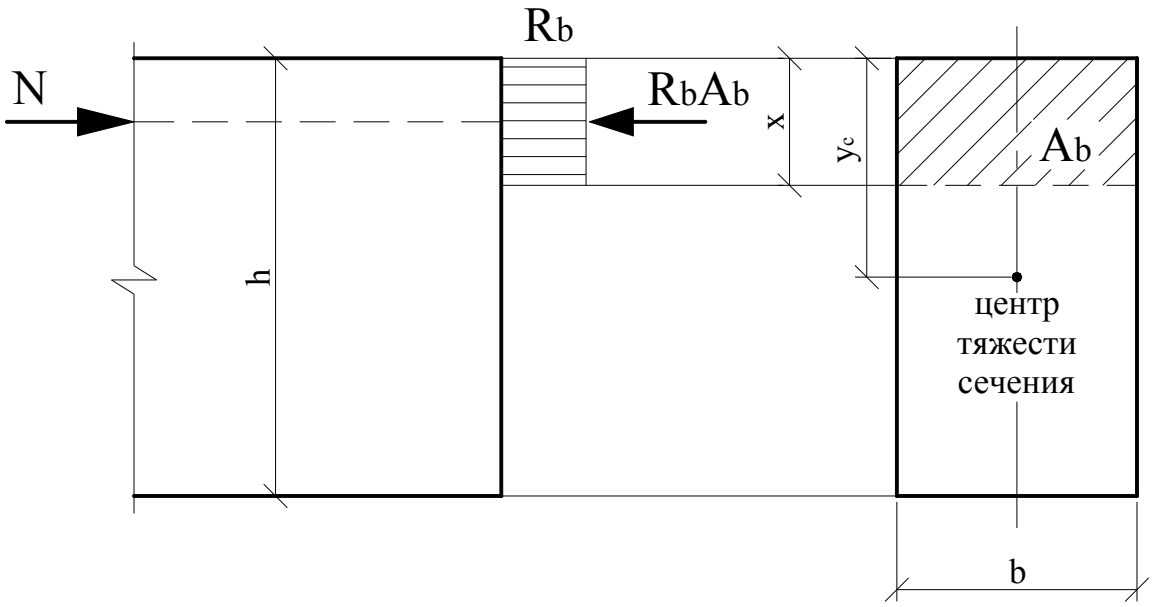


Рис. 7. 1. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого бетонного элемента, рассчитываемого по прочности без учета сопротивления бетона растянутой зоны.

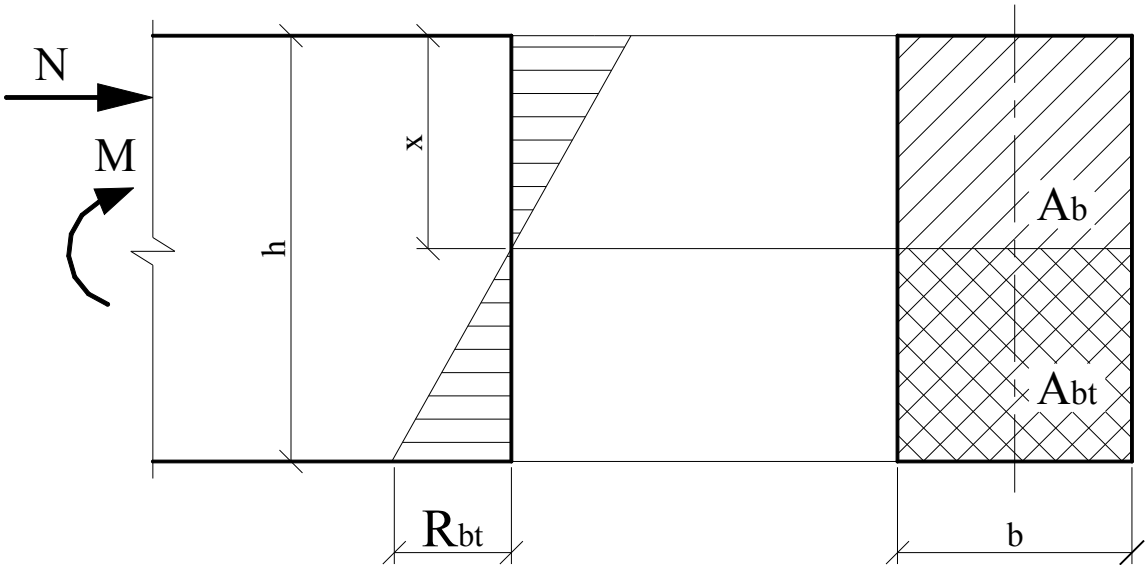


Рис. 7. 2. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого (внецентренно сжатого) бетонного элемента, рассчитываемого по прочности с учетом сопротивления бетона растянутой зоны.

С учетом сопротивления бетона растянутой зоны (рис.7.2) производят расчет элементов, работающих на сжатие при расположении продольной сжимающей силы за пределами поперечного сечения элемента, изгибаемых элементов, а также

элементов, в которых не допускают трещины по условиям эксплуатации конструкций. При этом при расчете по предельным усилиям принимают, что предельное состояние характеризуется достижением предельных усилий в бетоне растянутой зоны, определяемых в предположении упругой работы бетона (п.п. 7.1.9, 7.1.10, 7.1.12).

7.1.4. Расчет по прочности бетонных элементов при действии поперечных сил производят из условия, по которому сумма соотношений главного растягивающего напряжения к расчетному сопротивлению бетона осевому растяжению $\left(\frac{\sigma_{mt}}{R_{bt}}\right)$ и главного сжимающего напряжения к расчетному сопротивлению бетона осевому сжатию $\left(\frac{\sigma_{mc}}{R_b}\right)$ не должна превышать 1,0.

7.1.5. Расчет по прочности бетонных элементов на действие местной нагрузки (местное сжатие) производят согласно указаниям п. 8.1.42 – 8.1.44.

7.1.6. В бетонных элементах в случаях, указанных в п. 10.3.7, необходимо предусматривать конструктивную арматуру.

Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов по предельным усилиям

7.1.7. При расчете по прочности внецентренно сжатых бетонных элементов на действие сжимающей продольной силы следует учитывать случайный эксцентриситет e_a, принимаемый не менее:

1/600 длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения;

1/30 высоты сечения;

10 мм.

Для элементов статически неопределимых конструкций значение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 принимают равным значению эксцентриситета, полученного из статического расчета, но не менее e_a.

Для элементов статически определимых конструкций эксцентриситет e_0 принимают равным сумме эксцентриситетов - из статического расчета конструкций и случайного.

7.1.8. При гибкости элементов $\frac{l_o}{i} > 14$ необходимо учитывать влияние на их несущую способность прогибов путем умножения значений e_o на коэффициент η, определяемый согласно п. 7.1.11.

7.1.9. Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов при расположении продольной сжимающей силы в пределах поперечного сечения элемента производят из условия

$$N \le R_b \cdot A_b, \qquad (7.\ 1)$$

где N - действующая продольная сила;

A_b - площадь сжатой зоны бетона, определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения продольной силы N (с учетом прогиба).

Для элементов прямоугольного сечения

$$A_b = b \cdot h(1 - \frac{2 \cdot e_o \cdot \eta}{h}). \qquad (7.\ 2)$$

Допускается расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения при эксцентриситете продольной силы $e_o \le h/30$ и $l_o \le 20h$ производить из условия

$$N \le \varphi \cdot R_b \cdot A, \qquad (7.\ 3)$$

где A - площадь поперечного сечения элемента;

φ - коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки по табл.7.1 в зависимости от гибкости $\frac{l_o}{h}$ элемента, при кратковременном действии нагрузки значения φ определяют по линейному закону, принимая φ=0,9 при $\frac{l_o}{h}$=10 и φ=0,85 при $\frac{l_o}{h}$=20;

l_o - расчетная длина элемента, определяемая как для железобетонных элементов.

Таблица 7.1

l_o/h	6	10	15	20
φ	0,92	0,9	0,8	0,6

Внецентренно сжатые бетонные элементы, в которых появление трещин не допускается по условиям эксплуатации, независимо от расчета из условия (7.1) должны быть проверены с учетом сопротивления бетона растянутой зоны из условия

$$N \le \frac{R_{bt} \cdot A}{\frac{A}{I} \cdot e_o \cdot \eta \cdot y_t - 1} \quad . \qquad (7.4)$$

Для элементов прямоугольного сечения условие (7.4) имеет вид

$$N \le \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h}{\frac{6e_o \cdot \eta}{h} - 1} . \qquad (7.5)$$

В формулах (7.4) и (7.5):

А - площадь поперечного сечения бетонного элемента;

I - момент инерции сечения бетонного элемента относительно его центра тяжести;

y_t - расстояние от центра тяжести сечения элемента до наиболее растянутого волокна;

η - коэффициент, определяемый согласно указаниям п. 7.1.11.

7.1.10. Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов при расположении продольной сжимающей силы за пределами поперечного сечения элемента производят из условий (7.4) и (7.5).

7.1.11. Значение коэффициента η, учитывающего влияние прогиба на значение эксцентриситета продольной силы e_o, определяют по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} , \qquad (7.6)$$

где N_{cr} - условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_o^2}, \qquad (7.\ 7)$$

где D – жесткость элемента в предельной по прочности стадии, определяемая как для железобетонных элементов, но без учета арматуры, согласно п. 8.1.15.

Расчет изгибаемых бетонных элементов по предельным усилиям

7.1.12. Расчет изгибаемых бетонных элементов следует производить из условия

$$M \le M_{ult}, \qquad (7.\ 8)$$

где M - изгибающий момент от внешней нагрузки;

M_{ult} - предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента.

Значение M_{ult} определяют по формуле

$$M_{ult} = R_{bt} \cdot W, \qquad (7.\ 9)$$

где W - момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна.

Для элементов прямоугольного сечения

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}. \qquad (7.\ 10)$$

8. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

8.1. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

Железобетонные элементы рассчитывают по прочности на действие изгибающих моментов, продольных сил, поперечных сил, крутящих моментов и на местное действие нагрузки (местное сжатие, продавливание).

Расчет по прочности железобетонных элементов на действие изгибающих моментов и продольных сил

Общие положения

8.1.1. Расчет по прочности железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил (внецентренное сжатие или растяжение) следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси.

Расчет по прочности нормальных сечений железобетонных элементов следует производить на основе нелинейной деформационной модели согласно п.п. 8.1.20 – 8.1.30.

Допускается расчет железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней элемента, при действии усилий в плоскости симметрии нормальных сечений производить на основе предельных усилий согласно п.п. 8.1.4 – 8.1.16.

8.1.2. При расчете внецентренно сжатых элементов следует учитывать влияние прогиба на их несущую способность, как правило, путем расчета конструкций по деформированной схеме.

Допускается производить расчет конструкций по недеформированной схеме, учитывая при гибкости $\frac{l_o}{i} > 14$ влияние прогиба элемента на его прочность путем умножения начального эксцентриситета e_o на коэффициент η, определяемый согласно указаниям п.8.1.15.

8.1.3. Для железобетонных элементов, у которых предельное усилие по прочности оказывается меньше предельного усилия по образованию трещин (п.п. 8.2.8 – 8.2.14.), площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15%.

Расчет по прочности нормальных сечений по предельным усилиям.

8.1.4. Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, следует определять исходя из следующих предпосылок:

- сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными R_b и равномерно распределенными по сжатой зоне бетона;
- деформации (напряжения) в арматуре определяют в зависимости от высоты сжатой зоны бетона;
- растягивающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению R_S;
- сжимающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления сжатию R_{SC}.

8.1.5. Расчет по прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h_o}$, определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R, при котором

предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s.

8.1.6. Значение ξ_R определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_o} = \frac{0{,}8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}, \qquad (8.\ 1)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}; \qquad (8.\ 2)$$

$\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b, принимаемая равной 0,0035.

Для тяжелого бетона классов В70 – В100 и для мелкозернистого бетона в числителе формулы (8.1) вместо 0,8 следует принимать 0,7.

8.1.7. При расчете внецентренно сжатых железобетонных элементов в начальном эксцентриситете приложения продольной силы e_0 следует учитывать случайный эксцентриситет e_a, принимаемый не менее:

1/600 длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения;

1/30 высоты сечения;

10 мм.

Для элементов статически неопределимых конструкций значение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 принимают равным значению эксцентриситета, полученного из статического расчета, но не менее e_a.

Для элементов статически определимых конструкций эксцентриситет e_0 принимают равным сумме эксцентриситетов - из статического расчета конструкций и случайного.

Расчет изгибаемых элементов

8.1.8. Расчет по прочности сечений изгибаемых элементов производят из условия

$$M \le M_{ult}, \qquad (8.\ 3)$$

где M - изгибающий момент от внешней нагрузки:

M_{ult} - предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента.

8.1.9. Значение M_{ult} для изгибаемых элементов прямоугольного сечения (рис.8.1) при $\xi = \dfrac{x}{h_o} \le \xi_R$ определяют по формуле

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0{,}5x) + R_{sc} \cdot A_s^{'} \cdot (h_o - a') \qquad (8.\ 4)$$

при этом высоту сжатой зоны x определяют по формуле

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s^{'}}{R_b \cdot b}. \qquad (8.\ 5)$$

8.1.10. Значение M_{ult} для изгибаемых элементов, имеющих полку в сжатой зоне (тавровые и двутавровые сечения) при $\xi = \dfrac{x}{h_o} \le \xi_R$ определяют в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке (рис.8.2,а), т.е. соблюдается условие

$$R_s \cdot A_s \le R_b \cdot b_f^{'} \cdot h_f^{'} + R_{sc} \cdot A_s^{'}, \qquad (8.\ 6)$$

значение M_{ult} определяют по п. 8.1.9 как для прямоугольного сечения шириной $b_f^{'}$;

б) если граница проходит в ребре (рис. 8.2,б), т.е. условие (8.6) не соблюдается, значение M_{ult} определяют по формуле

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0{,}5x) + R_b(b_f^{'} - b) \cdot h_f^{'} \cdot (h_o - 0{,}5 \cdot h_f^{'}) + \\ + R_{sc} \cdot A_s^{'}(h - a^{'}) \qquad (8.\ 7)$$

при этом высоту сжатой зоны бетона x определяют по формуле

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s^{'} - R_b(b_f^{'} - b) \cdot h_f^{'}}{R_b \cdot b}. \qquad (8.\ 8)$$

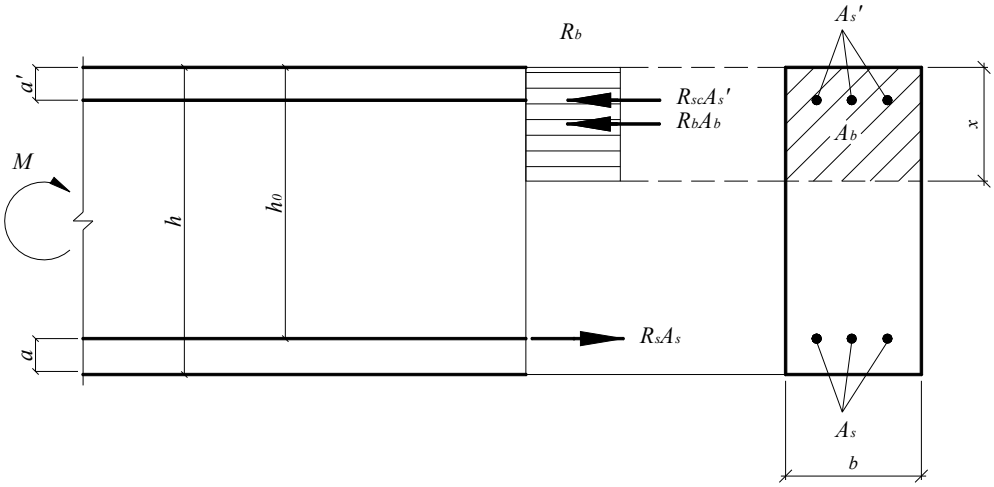


Рис. 8. 1. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при его расчете по прочности

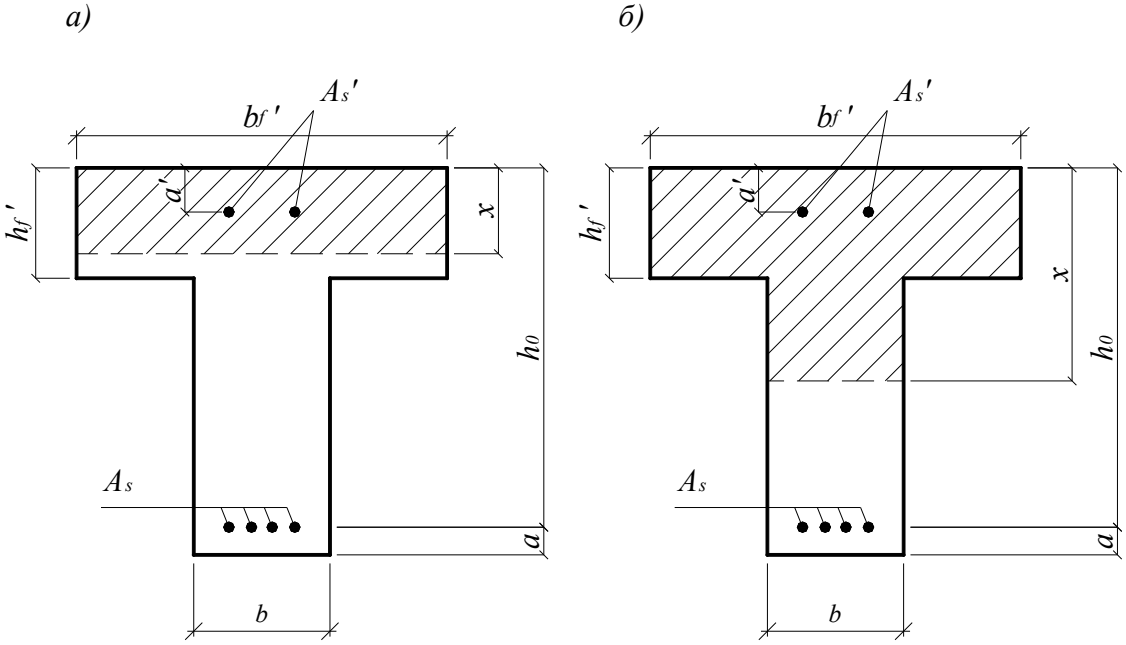


Рис. 8. 2. Положение границы сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента

8.1.11. Значение $b_f^{'}$, вводимое в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h_f' \geq 0{,}1h$ - 1/2 расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами) и $h_f' < 0{,}1h - 6h_f'$;

в) при консольных свесах полки:

при $h_f' \geq 0{,}1h$ . . . . . $6h_f'$;

при $0{,}05h \leq h_f' < 0{,}1h$ . . . . $3h_f'$;

при $h_f' < 0{,}05h$ - свесы не учитывают.

8.1.12. При расчете по прочности изгибаемых элементов рекомендуется соблюдать условие $x \leq \xi_R \cdot h_o$.

В случае, когда по конструктивным соображениям или из расчета по предельным состояниям второй группы площадь растянутой арматуры принята большей, чем это требуется для соблюдения условия $x \leq \xi_R \cdot h_o$, допускается предельный изгибающий момент M_{ult} определять по формулам (8.4) или (8.7), подставляя в них значения высоты сжатой зоны $x = \xi_R \cdot h_o$.

8.1.13. При симметричном армировании, когда $R_s \cdot A = R_{sc} \cdot A_s'$, значение M_{ult} определяют по формуле

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s (h_o - a'). \qquad (8.\ 9)$$

Если вычисленная без учета сжатой арматуры ($A_s' = 0$) высота сжатой зоны $x<2a'$, в формулу (8.9) подставляют вместо a' значение $\frac{x}{2}$.

Расчет внецентренно сжатых элементов

8.1.14. Расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов производят из условия

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0{,}5x) + R_{sc} \cdot A_s' (h_o - a'), \qquad (8.\ 10)$$

где N - продольная сила от внешней нагрузки;

e - расстояние от точки приложения силы N до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) арматуры, равное

$$e = e_o \cdot \eta + \frac{h_o - a'}{2}. \qquad (8.\ 11)$$

Здесь η - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность и определяемый согласно п. 8.1.15.

Высоту сжатой зоны x определяют:

а) при $\xi = \frac{x}{h_o} \le \xi_R$ (рис.8.3) по формуле

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s'}{R_b \cdot b}; \qquad (8.\ 12)$$

б) при $\xi = \frac{x}{h_o} > \xi_R$ по формуле

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s \cdot \frac{1+\xi_R}{1-\xi_R} - R_{sc} \cdot A_s'}{R_b \cdot b + \frac{2R_s \cdot A_s}{h_o(1-\xi_R)}}. \qquad (8.\ 13)$$

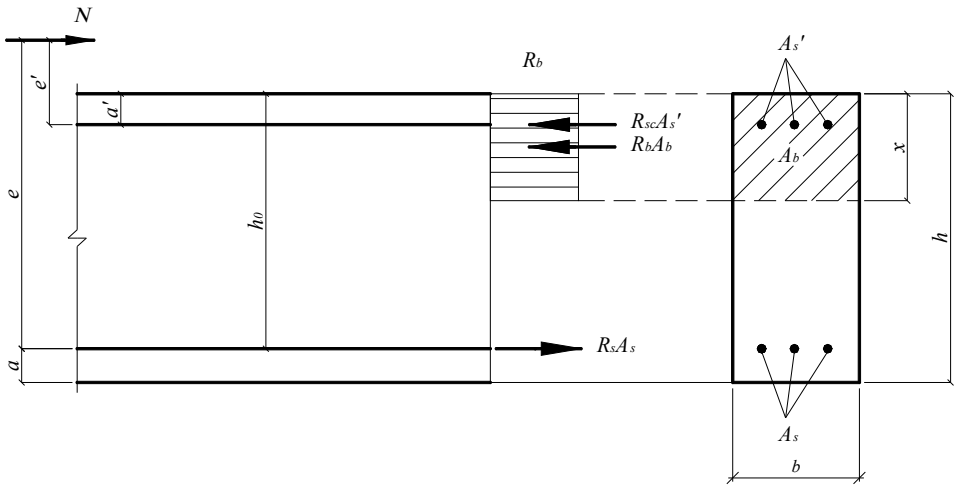


Рис. 8. 3. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

8.1.15. Значение коэффициента η при расчете конструкций по недеформированной схеме определяют по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \qquad (8.\ 14)$$

где N - продольная сила от внешней нагрузки;

N_{cr} - условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_o^2}. \qquad (8.\ 15)$$

где D – жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии, определяемая согласно указаниям расчета по деформациям;

l_o - расчетная длина элемента, определяемая согласно п. 8.1.17.

Допускается значение D определять по формуле

$$D = k_b E_b I + k_s E_s I_s$$

где E_b, E_s – модули упругости соответственно бетона и арматуры;

I, I_s – моменты инерции площадей сечения соответственно бетона и всей продольной арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения элемента;

$$k_b = \frac{0.15}{\varphi_l (0.3 + \delta_e)};$$

k_s=0.7;

φ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки

$\varphi_l = 1 + \frac{M_{l1}}{M_1}$, но не более 2.

M_1, M_{l1} – моменты относительно центра наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок;

δ_e – относительное значение эксцентриситета продольной силы $\frac{e_0}{h}$, принимаемое не менее 0,15 и не более 1,5.

Допускается уменьшать значение коэффициента η с учетом распределения изгибающих моментов по длине элемента, характера его деформирования и влияния прогибов на значение изгибающего момента в расчетном сечении путем расчета конструкции как упругой системы.

8.1.16. Расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, расположенной у противоположных в плоскости изгиба сторон сечения, при эксцентриситете продольной силы $e_o \le \frac{h}{30}$ и гибкости $\frac{l_o}{h} \le 20$ допускается производить из условия

$$N \le N_{ult}, \qquad (8.\ 16)$$

где N_{ult} - предельное значение продольной силы, которую может воспринять элемент, определяемое по формуле

$$N_{ult} = \varphi \cdot \left(R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}\right). \qquad (8.\ 17)$$

Здесь A - площадь бетонного сечения;

$A_{s,tot}$ - площадь всей продольной арматуры в сечении элемента;

φ - коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки по табл.8.1 в зависимости от гибкости элемента; при кратковременном действии нагрузки значения φ определяют по линейному закону, принимая φ=0,9 при $\frac{l_o}{h} = 10$ и φ=0,85 при $\frac{l_o}{h} = 20$.

Таблица 8.1

l_o/h	6	10	15	20
φ	0,92	0,9	0,83	0,7

8.1.17. Расчетную длину l_o внецентренно сжатого элемента определяют как для элементов рамной конструкции с учетом ее деформированного состояния при

наиболее невыгодном для данного элемента расположении нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин.

Допускается расчетную длину l_o элементов постоянного поперечного сечения по длине l при действии продольной силы принимать равной:

а) для элементов с шарнирным опиранием на двух концах - 1,0l;

б) для элементов с жесткой заделкой (исключающей поворот опорного сечения) на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль) - 2,0l;

в) для элементов с шарнирным несмещаемым опиранием на одном конце, а на другом конце:

- с жесткой (без поворота) заделкой - 0,7l;
- с податливой (допускающей ограниченный поворот) заделкой- 0,9l;

г) для элементов с податливым шарнирным опиранием (допускающем ограниченное смещение опоры) на одном конце, а на другом конце:

- с жесткой (без поворота) заделкой - 1,5l;
- с податливой (с ограниченным поворотом) заделкой - 2,0l;

д) для элементов с несмещаемыми заделками на двух концах:

- жесткими (без поворота) - 0,5l;
- податливыми (с ограниченным поворотом) - 0,8l;

е) для элементов с ограниченно смещаемыми заделками на двух концах:

- жесткими (без поворота) - 0,8l;
- податливыми (с ограниченным поворотом) - 1,2l.

Расчет центрально растянутых элементов

8.1.18. Расчет по прочности сечений центрально растянутых элементов следует производить из условия

$$N \le N_{ult}, \qquad (8.\ 18)$$

где N - продольная растягивающая сила от внешних нагрузок;

N_{ult} - предельное значение продольной силы, которое может быть воспринято элементом.

Значение силы N_{ult} определяют по формуле

$$N_{ult} = R_s \cdot A_{s,tot} \quad , \qquad (8.\ 19)$$

где $A_{s,tot}$ - площадь сечения всей продольной арматуры.

Расчет внецентренно растянутых элементов

8.1.19. Расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно растянутых элементов следует производить в зависимости от положения продольной силы *N*:

а) если продольная сила *N* приложена между равнодействующими усилий в арматуре *S* и *S*' (Рис.8.4, а) - из условий

$$N \cdot e \le M_{ult}; \qquad (8.\ 20)$$

$$N \cdot e' \le M'_{ult}, \qquad (8.\ 21)$$

где $N{\cdot}e$ и $N{\cdot}e'$- усилия от внешних нагрузок;

M_{ult} и M'_{ult} - предельные усилия, которые может воспринять сечение.

Усилия M_{ult} и M'_{ult} определяют по формулам

$$M_{ult} = R_s \cdot A'_s (h_o - a'); \qquad (8.\ 22)$$

$$M'_{ult} = R_s \cdot A_s (h_o - a'); \qquad (8.\ 23)$$

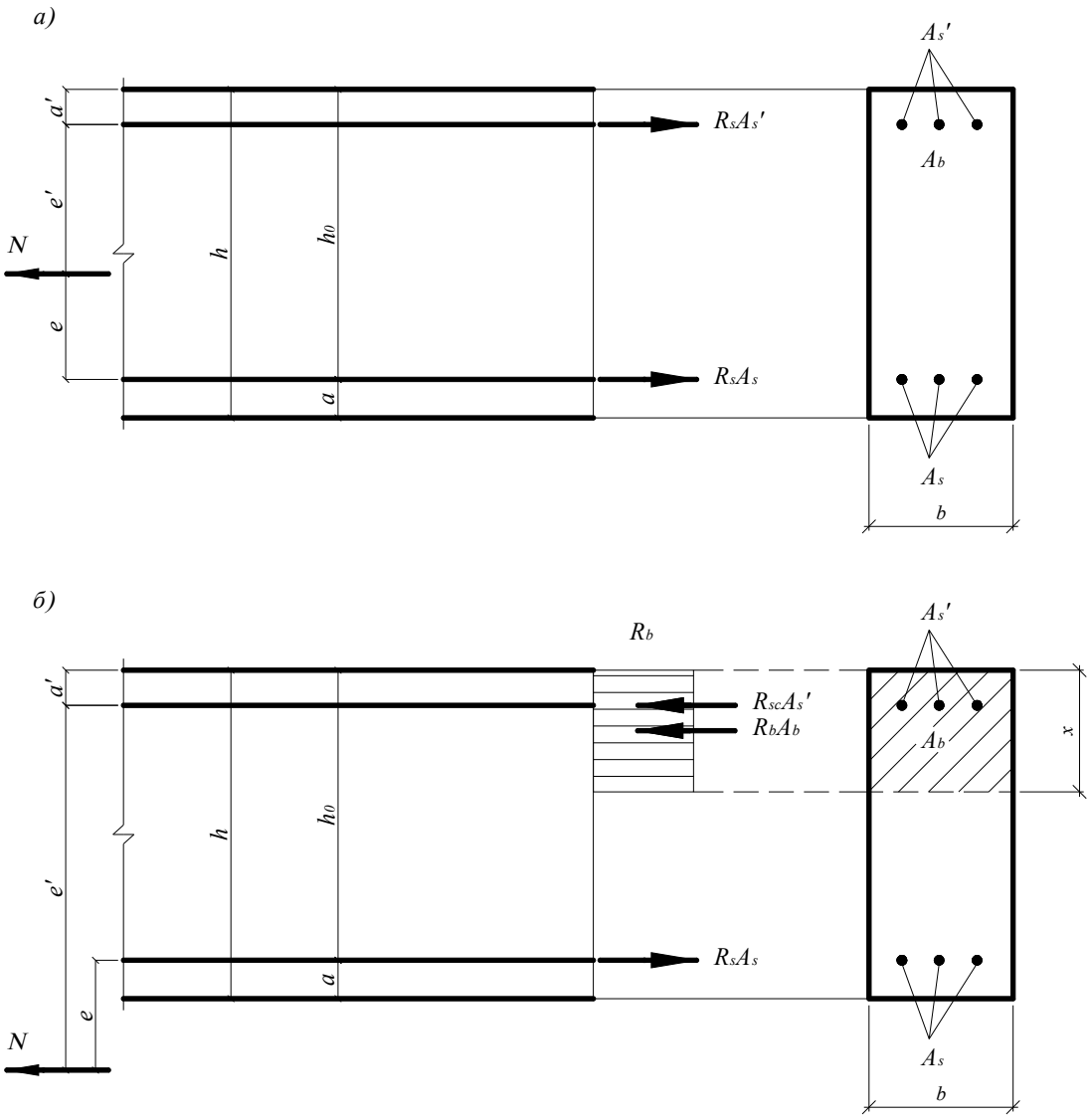
б) если продольная сила *N* приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре *S* и *S'* (рис.8.4,б) - из условия (8.20), определяя предельный момент M_{ult} по формуле

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0{,}5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_o - a'), \qquad (8.\ 24)$$

при этом высоту сжатой зоны x определяют по формуле

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s - N}{R_b \cdot b}. \qquad (8.\ 25)$$

Если полученное из расчета по формуле (8.25) значение $x > \xi_R \cdot h_o$, в формулу (8.24) подставляют $x = \xi_R \cdot h$, где ξ_R определяют согласно указаниям п. 8.1.6.



а – между равнодействующими усилий в арматуре *S* и *S*’;

б – за пределами расстоянии между равнодействующими усилий в арматуре *S* и *S*’

Рис. 8. 4. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете его по прочности при приложении продольной силы *N*.

Расчет по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели

8.1.20. При расчете по прочности усилия и деформации в сечении, нормальном к продольной оси элемента, определяют на основе нелинейной деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элемента, а также следующие положения:

- распределение относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимают по линейному закону (гипотеза плоских сечений);

- связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры принимают в виде диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры (п.п. 6.19, 6.2.13);

- сопротивление бетона растянутой зоны допускается не учитывать, принимая при $\varepsilon_{bi} \geq 0$ напряжения $\sigma_{bi} = 0$. В отдельных случаях (например, изгибаемые и внецентренно сжатые бетонные конструкции, в которых не допускают трещины) расчет по прочности производят с учетом работы растянутого бетона.

8.1.21. Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяют с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение условно разделяют на малые участки: при косом внецентренном сжатии (растяжении) и косом изгибе - по высоте и ширине сечения; при внецентренном сжатии (растяжении) и изгибе в плоскости оси симметрии поперечного сечения элемента - только по высоте сечения. Напряжения в пределах малых участков принимают равномерно распределенными (усредненными).

8.1.22. При расчете элементов с использованием деформационной модели принимают:

- значения сжимающей продольной силы, а также сжимающих напряжений и деформаций укорочения бетона и арматуры со знаком “минус”;

- значения растягивающей продольной силы, а также растягивающих напряжений и деформаций удлинения бетона и арматуры со знаком “плюс”.

Знаки координат центров тяжести арматурных стержней и выделенных участков бетона, а также точки приложения продольной силы принимают в соответствии с назначенной системой координат XOY. В общем случае начало координат этой системы (точка 0 на рис.8.5) располагают в произвольном месте в пределах поперечного сечения элемента.

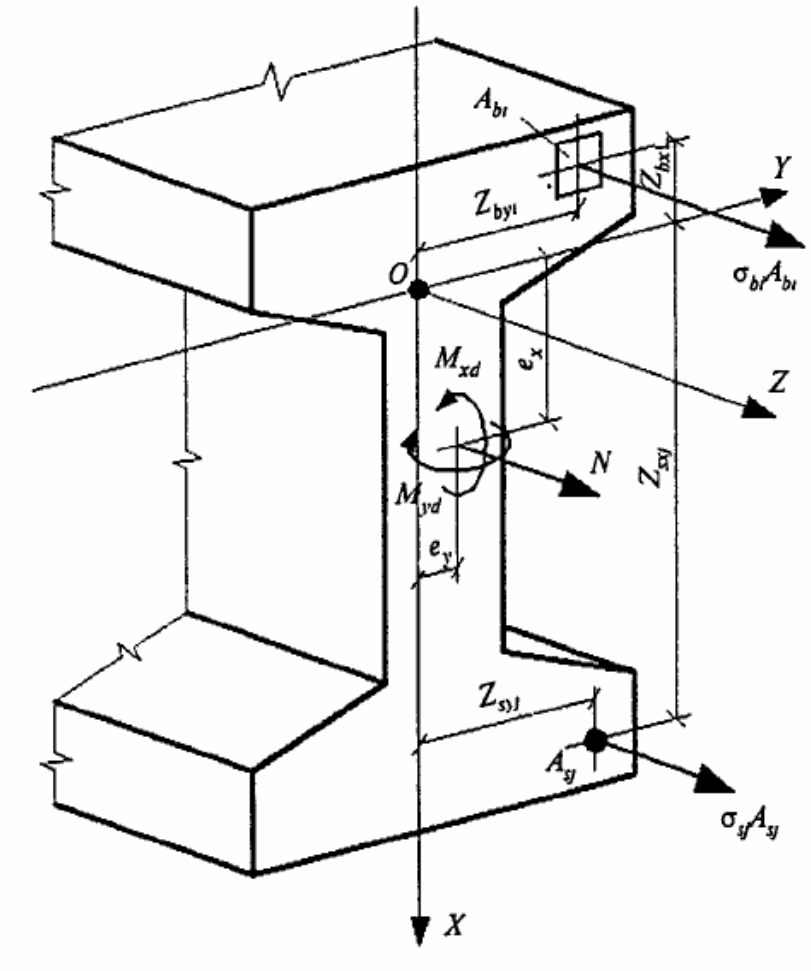


Рис. 8. 5. Расчетная схема нормального сечения железобетонного элемента

8.1.23. При расчете нормальных сечений по прочности в общем случае (Рис.8.5) используют:

- уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sxj}\ ; \qquad (8.\ 26)$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{syj}\ ; \qquad (8.\ 27)$$

$$N = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj}\ ; \qquad (8.\ 28)$$

- уравнения, определяющие распределение деформаций по сечению элемента

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{bxi} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{byi}\ ; \qquad (8.\ 29)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{syj}\ ; \qquad (8.\ 30)$$

- зависимости, связывающие напряжения и относительные деформации бетона и арматуры

$$\sigma_{bi} = E_b \cdot \nu_{bi} \cdot \varepsilon_{bi}\ ; \qquad (8.\ 31)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \cdot \nu_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}\ ; \qquad (8.\ 32)$$

В уравнениях (8.26) - (8.32) :

M_x, M_y - изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно выбранных и располагаемых в пределах поперечного сечения элемента координатных осей (соответственно действующих в плоскостях XOZ и YOZ или параллельно им), определяемые по формулам:

$$M_x = M_{xd} + N \cdot e_x\ ; \qquad (8.\ 33)$$

$$M_y = M_{yd} + N \cdot e_y\ ; \qquad (8.\ 34)$$

где M_{xd}, M_{yd} - изгибающие моменты в соответствующих плоскостях от внешней нагрузки, определяемые из статического расчета конструкции;

N - продольная сила от внешней нагрузки;

e_x, e_y - расстояния от точки приложения силы N до соответствующих выбранных осей;

A_{bi}, Z_{bzi}, Z_{by}i, σ_{bi} - площадь, координаты центра тяжести i-го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести;

A_{sj}, Z_{sxj}, Z_{syj}, σ_{sj} - площадь, координаты центра тяжести j-го стержня арматуры и напряжение в нем;

ε_o - относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных осей (в точке 0);

$\frac{1}{r_x}$, $\frac{1}{r_y}$ - кривизна продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента в плоскостях действия изгибающих моментов M_x и M_y;

E_b - начальный модуль упругости бетона;

E_{sj} - модуль упругости j-го стержня арматуры;

ν_{bi} - коэффициент упругости бетона i-го участка;

ν_{sj} – коэффициент упругости j-го стержня арматуры.

Коэффициенты ν_{bi} и ν_{sj} принимают по соответствующим диаграммам состояния бетона и арматуры, указанным в п.п. 6.1.19, 6.2.13.

Значения коэффициентов ν_{bi} и ν_{sj} определяют как соотношение значений напряжений и деформаций для рассматриваемых точек соответствующих диаграмм состояния бетона и арматуры, принятых в расчете, деленное на модуль упругости бетона E_b и арматуры E_s (при двухлинейной диаграмме состояния бетона – на приведенный модуль деформации $E_{b,red}$). При этом используют зависимости «напряжение – деформация» (6.5)… (6.9), (6.12) и (6.13) на рассматриваемых участках диаграмм.

$$\nu_{bi} = \frac{\sigma_{bi}}{E_b \cdot \varepsilon_{bi}}; \qquad (8.\ 35)$$

$$\nu_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}}. \qquad (8.\ 36)$$

8.1.24. Расчет нормальных сечений железобетонных элементов по прочности производят из условий

$$\left|\varepsilon_{b,\max}\right| \le \varepsilon_{b,ult}\,; \qquad (8.\ 37)$$

$$\varepsilon_{s,\max} \le \varepsilon_{s,ult}\,, \qquad (8.\ 38)$$

где $\varepsilon_{b,max}$ - относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{s,max}$ - относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{b,ult}$ - предельное значение относительной деформации бетона при сжатии, принимаемое согласно указаниям п. 8.1.30;

$\varepsilon_{s,ult}$ - предельное значение относительной деформации удлинения арматуры, принимаемое согласно указаниям п. 8.1.30.

8.1.25. Для железобетонных элементов, на которые действуют изгибающие моменты двух направлений и продольная сила (рис.8.5), деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении произвольной формы определяют из решения системы уравнений (8.39) - (8.41) с использованием уравнений (8.29) и (8.30)

$$M_x = D_{11}\cdot\frac{1}{r_x} + D_{12}\cdot\frac{1}{r_y} + .D_{13}\cdot\varepsilon_o\,; \qquad (8.\ 39)$$

$$M_y = D_{12}\cdot\frac{1}{r_x} + D_{22}\cdot\frac{1}{r_y} + D_{23}\cdot\varepsilon_o\,; \qquad (8.\ 40)$$

$$N = D_{13}\cdot\frac{1}{r_x} + D_{23}\cdot\frac{1}{r_y} + D_{33}\cdot\varepsilon_o\,; \qquad (8.\ 41)$$

Жесткостные характеристики D_{ij} (i,j - 1,2,3) в уравнениях (8.39) - (8.41) определяют по формулам

$$D_{11} = \sum_i A_{bi}\cdot Z_{bxi}^2\cdot E_b\cdot\nu_{bi} + \sum_j A_{sj}\cdot Z_{sxj}^2\cdot E_{sj}\cdot\nu_{sj}\,; \qquad (8.\ 42)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi}^2 \cdot E_b \cdot \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj}^2 \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \; ; \qquad (8.\ 43)$$

$$D_{12} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \; ; \qquad (8.\ 44)$$

$$D_{13} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot E_b \cdot \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \; ; \qquad (8.\ 45)$$

$$D_{23} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sy} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \; ; \qquad (8.\ 46)$$

$$D_{33} = \sum_i A_{bi} . E_b \cdot \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj} \; . \qquad (8.\ 47)$$

Обозначения в формулах - см. п. 8.1.23.

8.1.26. Для железобетонных элементов, на которые действуют только изгибающие моменты двух направлений M_x и M_y (косой изгиб), в уравнении (8.41) принимают N=0.

8.1.27. Для внецентренно сжатых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и расположении оси X в этой плоскости принимают M_y=0 и D_{12}=D_{22}=D_{23}=0. В этом случае уравнения равновесия имеют вид:

$$M_x = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{13} \cdot \varepsilon_o \; ; \qquad (8.\ 48)$$

$$N = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{33} \cdot \varepsilon_o . \qquad (8.\ 49)$$

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

$$M_x = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{13} \cdot \varepsilon_o \; ; \qquad (8.\ 50)$$

$$0 = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{33} \cdot \varepsilon_o . \qquad (8.\ 51)$$

8.1.29. Расчет по прочности нормальных сечений внецентренно сжатых бетонных элементов при расположении продольной сжимающей силы в пределах поперечного сечения элемента производят из условия (8.37) согласно указаний п.п.

8.1.24 – 8.1.28, принимая в формулах п. 8.1.25 для определения D_{ij} площадь арматуры $A_{sj} = 0$.

Для изгибаемых и внецентренно сжатых бетонных элементов, в которых не допускаются трещины, расчет производят с учетом работы растянутого бетона в поперечном сечении элемента из условия

$$\varepsilon_{bt,max} \leq \varepsilon_{bt,ult}, \qquad (8.\ 52)$$

где $\varepsilon_{bt,max}$ - относительная деформация наиболее растянутого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки, определяемая согласно п. 8.1.25- 8.1.28;

$\varepsilon_{bt,ult}$ - предельное значение относительной деформации бетона при растяжении, принимаемое согласно указаниям п. 8.1.30

8.1.30. Предельные значения относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b,ult}$ ($\varepsilon_{bt,ult}$) принимают при двузначной эпюре деформаций (сжатие и растяжение) в поперечном сечении бетона элемента (изгиб, внецентренное сжатие или растяжение с большими эксцентриситетами) равными ε_{b2} (ε_{bt2}).

При внецентренном сжатии или растяжении элементов и распределении в поперечном сечении бетона элемента деформаций только одного знака предельные значения относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b,ult}$ ($\varepsilon_{bt,ult}$) определяют в зависимости от соотношения деформаций бетона на противоположных гранях сечения элемента ε_1 и ε_2 ($|\varepsilon_2| \geq |\varepsilon_1|$) по формулам:

$$\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} - (\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{bo}) \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}, \qquad (8.\ 53)$$

$$\varepsilon_{bt,ult} = \varepsilon_{bt2} - (\varepsilon_{bt2} - \varepsilon_{bto}) \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}, \qquad (8.\ 54)$$

где ε_{bo}, ε_{bto}, ε_{b2} и ε_{bt2} – деформационные параметры расчетных диаграмм состояния бетона (п.п. 6.1.14, 6.1.20, 6.1.22).

Предельное значение относительной деформации арматуры $\varepsilon_{s,ult}$ принимают равными:

0,025 – для арматуры с физическим пределом текучести;

0,015 - для арматуры с условным пределом текучести.

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил

Общие положения

8.1.31. Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил производят на основе модели наклонных сечений.

При расчете по модели наклонных сечений должны быть обеспечены прочность элемента по полосе между наклонными сечениями и наклонному сечению на действие поперечных сил, а также прочность по наклонному сечению на действие момента.

Прочность по наклонной полосе характеризуется максимальным значением поперечной силы, которое может быть воспринято наклонной полосой, находящейся под воздействием сжимающих усилий вдоль полосы и растягивающих усилий от поперечной арматуры, пересекающей наклонную полосу. При этом прочность бетона определяют по сопротивлению бетона осевому сжатию с учетом влияния сложного напряженного состояния в наклонной полосе.

Расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил производят на основе уравнения равновесия внешних и внутренних поперечных сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента. Внутренние поперечные силы включают поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении, и поперечную силу, воспринимаемую пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом поперечные силы, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям бетона и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции C наклонного сечения.

Расчет по наклонному сечению на действие момента производят на основе уравнения равновесия моментов от внешних и внутренних сил, действующих в

наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента. Моменты от внутренних сил включают момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение продольной растянутой арматурой, и момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом моменты, воспринимаемые продольной и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям продольной и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции C наклонного сечения.

Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

8.1.32. Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

$$Q \le \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o, \qquad (8.\ 55)$$

где Q - поперечная сила в нормальном сечении элемента;

φ_{b1} – коэффициент, принимаемый равным 0,3.

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

8.1.33. Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (Рис.8.6) производят из условия

$$Q \le Q_b + Q_{sw}, \qquad (8.\ 56)$$

где Q - поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{C}, \qquad (8.\ 57)$$

но принимают не более $2{,}5R_{bt} \cdot b \cdot h_o$ и не менее $0{,}5R_{bt} \cdot b \cdot h_o$;

φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5.

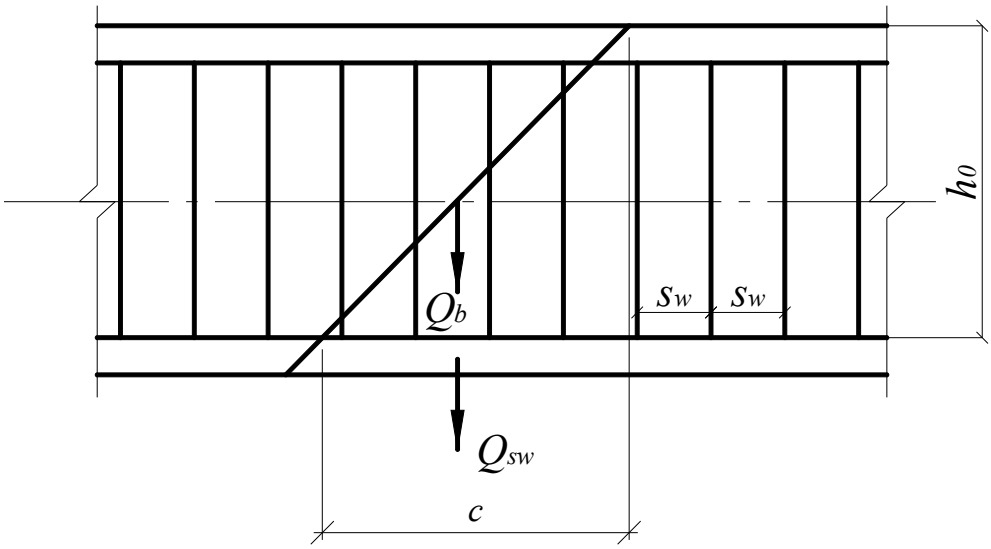


Рис. 8. 6. Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил.

Усилие Q_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C, \qquad (8.\ 58)$$

где φ_{sw} – коэффициент, принимаемый равным 0,75;

q_{sw} - усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}. \qquad (8.\ 59)$$

Расчет производят для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения C. При этом длину C в формуле (8.58) принимают не менее 1,0 h_0 и не более 2,0 h_0.

Допускается производить расчет наклонных сечений, не рассматривая наклонные сечения при определении поперечной силы от внешней нагрузки, из условия

$$Q_1 \le Q_{b1} + Q_{sw,1} \qquad (8.\ 60)$$

где Q_1 - поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки;

$$Q_{b1} = 0{,}5 R_{bt} \cdot b \cdot h_o\,; \qquad (8.\ 61)$$

$$Q_{sw,1} = q_{sw} \cdot h_o\,. \qquad (8.\ 62)$$

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_1, вблизи опоры на расстоянии a менее $2{,}5h_o$ расчет из условия (8.60) производят умножая значения Q_{b1}, определяемые по формуле (8.61), на коэффициент, равный $\frac{2{,}5}{a/h_o}$, но принимают значение Q_{b1} не более $2{,}5R_{bt}\cdot b\cdot h_o$.

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_1, на расстоянии a менее h_o расчет из условия (8.60) производят, умножая значение $Q_{sw,1}$, определяемое по формуле (8.62), на коэффициент, равный a/h_o.

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \ge 0{,}25 R_{bt} \cdot b\,.$$

Можно учитывать поперечную арматуру и при невыполнении этого условия, если в условии (8.56) принимать

$$Q_b = 4\varphi_{b2} \cdot h_o^2 \cdot q_{sw} / C \quad .$$

Шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, $\frac{s_w}{h_o}$ должен быть не больше значения $\frac{s_{w,\max}}{h_o} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_o}{Q}$.

При отсутствии поперечной арматуры или нарушении указанных выше требований, а также приведенных в разделе 10.3 конструктивных требований расчет производят из условий (8.56) или (8.60), принимая усилия Q_{sw} или $Q_{sw,1}$ равными нулю.

Поперечная арматура должна отвечать конструктивным требованиям, приведенным в разделе 10.3.

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов

8.1.34. Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов (рис. 8.7) производят из условия

$$M \le M_s + M_{sw}, \qquad (8.\ 63)$$

где M - момент в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения (точка 0), противоположного концу, у которого располагается проверяемая продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

M_S - момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0);

M_{SW} - момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0).

Момент M_S определяют по формуле

$$M_s = N_s \cdot z_s, \qquad (8.\ 64)$$

где N_S - усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным $R_S \cdot A_S$, а в зоне анкеровки - определяемое согласно п.п. 10.3.21-10.3.28.

z_S – плечо внутренней пары сил; допускается принимать $z_s = 0{,}9h_o$.

Момент M_{SW} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$M_{sw} = 0{,}5 \cdot Q_{sw} \cdot C \quad , \qquad (8.\ 65)$$

где Q_{sw} - усилие в поперечной арматуре, принимаемое равным $q_{sw} \cdot C$;

q_{sw} - определяют по формуле (8.59), а C принимают в пределах от 1,0 h_o до 2,0 h_o

Расчет производят для наклонных сечений, расположенных по длине элемента на его концевых участках и в местах обрыва продольной арматуры, при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения C, принимаемой в указанных выше пределах.

Допускается производить расчет наклонных сечений, принимая в условии (8.63) момент M в наклонном сечении при длине проекции C на продольную ось элемента, равной 2,0 h_o, а момент M_{sw} - равным $0{,}5 q_{sw} \cdot h_o^2$.

При отсутствии поперечной арматуры расчет наклонных сечений производят из условия (8.63), принимая момент M в наклонном сечении при длине проекции C на продольную ось элемента, равной 2,0h_o, а момент M_{sw} - равным нулю.

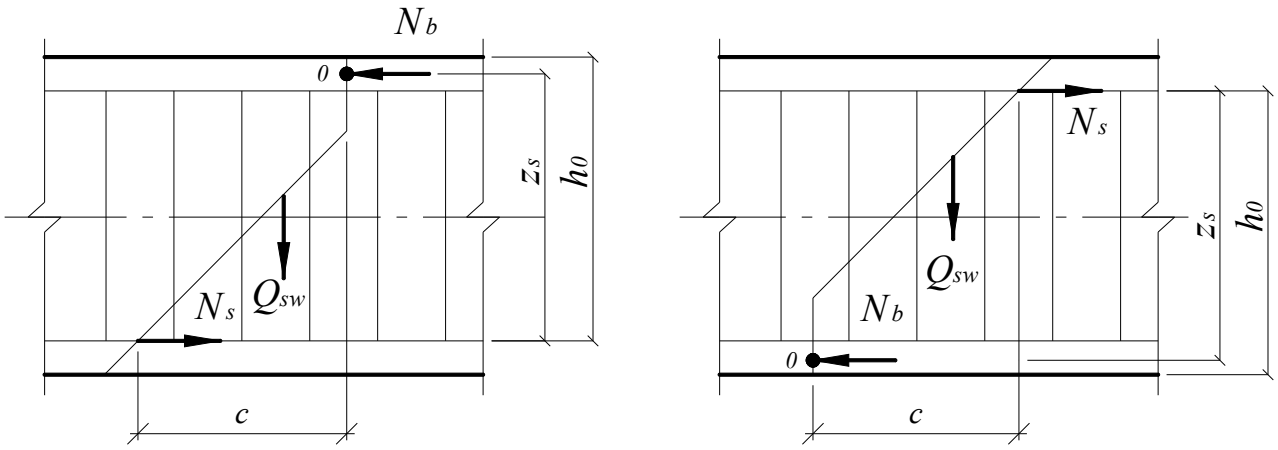


Рис. 8. 7. Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие моментов.

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии крутящих моментов

Общие положения

8.1.35. Расчет по прочности железобетонных элементов прямоугольного поперечного сечения на действие крутящих моментов производят на основе модели пространственных сечений.

При расчете по модели пространственных сечений рассматривают сечения, образованные наклонными отрезками прямых, следующими по трем растянутым граням элемента, и замыкающим отрезком прямой по четвертой сжатой грани элемента.

Расчет железобетонных элементов на действие крутящих моментов производят по прочности элемента между пространственными сечениями и по прочности пространственных сечений.

Прочность по бетону между пространственными сечениями характеризуется максимальным значением крутящего момента, определяемым по сопротивлению бетона осевому сжатию с учетом напряженного состояния в бетоне между пространственными сечениями.

Расчет по пространственным сечениям производят на основе уравнений равновесия всех внутренних и внешних сил относительно оси, расположенной в центре сжатой зоны пространственного сечения элемента. Внутренние моменты включают момент, воспринимаемый арматурой, следующей вдоль оси элемента, и арматурой, следующей поперек оси элемента, пересекающей пространственное сечение и расположенной в растянутой зоне пространственного сечения и у растянутой грани элемента, противоположной сжатой зоне пространственного сечения. При этом усилия, воспринимаемые арматурой, определяют соответствию по расчетным значениям сопротивления растяжению продольной и поперечной арматуры.

При расчете рассматривают все положения пространственного сечения, принимая сжатую зону пространственного сечения у нижней, боковой и верхней

граней элемента.

Расчет на совместное действие крутящих и изгибающих моментов, а также крутящих моментов и поперечных сил производят исходя из уравнений взаимодействия между соответствующими силовыми факторами.

Расчет на действие крутящего момента

8.1.36. Расчет по прочности элемента между пространственными сечениями производят из условия

$$T \le 0{,}1 R_b \cdot b^2 \cdot h, \qquad (8.\ 66)$$

где T - крутящий момент от внешних нагрузок в нормальном сечении элемента;

b и h - соответственно, меньший и больший размеры поперечного сечения элемента.

8.1.37. Расчет по прочности пространственных сечений производят из условия (рис.8.8)

$$T \le T_{sw} + T_s\,, \qquad (8.\ 67)$$

где T – крутящий момент в пространственном сечении, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону пространственного сечения;

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

T_s – крутящий момент, воспринимаемый арматурой пространственного сечения, расположенной в продольном направлении.

Значение соотношения между усилиями в поперечной и продольной арматуре, учитываемое в условии (8.67), приведено ниже.

Крутящий момент T_{sw} определяют по формуле

$$T_{sw} = 0{,}9 N_{sw} \cdot Z_2\,, \qquad (8.\ 68)$$

а крутящий момент T_s - по формуле

$$T_s = 0{,}9 N_s \frac{Z_1}{C} \cdot Z_2\,, \qquad (8.\ 69)$$

где N_{sw} - усилие в арматуре, расположенной в поперечном направлении; для арматуры, нормальной к продольной оси элемента, усилие N_{sw} определяют по формуле

$$N_{sw} = q_{sw,1} \cdot C_{sw}, \qquad (8.\ 70)$$

$q_{sw,1}$ – усилие в этой арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw,1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw,1}}{s_w}, \qquad (8.\ 71)$$

$A_{sw,1}$ - площадь сечения арматуры, расположенной в поперечном направлении;

s_w – шаг этой арматуры;

C_{sw} - длина проекции растянутой стороны пространственного сечения на продольную ось элемента

$$C_{sw} = \delta \cdot C, \qquad (8.\ 72)$$

δ - коэффициент, учитывающий соотношение размеров поперечного сечения

$$\delta = \frac{Z_1}{2 \cdot Z_2 + Z_1}; \qquad (8.\ 73)$$

C – длина проекции сжатой стороны пространственного сечения на продольную ось элемента;

N_s - усилие в продольной арматуре, расположенной у рассматриваемой грани элемента

$$N_s = R_s \cdot A_{s,1}; \qquad (8.\ 74)$$

$A_{s,1}$ - площадь сечения продольной арматуры, расположенной у рассматриваемой грани элемента;

Z_1 и Z_2 - длина стороны поперечного сечения у рассматриваемой растянутой грани элемента и длина другой стороны поперечного сечения элемента.

Соотношение $\frac{q_{sw,1} \cdot Z_1}{R_s \cdot A_{s,1}}$ принимают в пределах от 0,5 до 1,5. В том случае, если значение $\frac{q_{sw,1} \cdot Z_1}{R_s \cdot A_{s,1}}$ выходит за указанные пределы, в расчете учитывают такое количество арматуры (продольной или поперечной), при котором значение $\frac{q_{sw,1} \cdot Z_1}{R_s \cdot A_{s,1}}$ оказывается в указанных пределах.

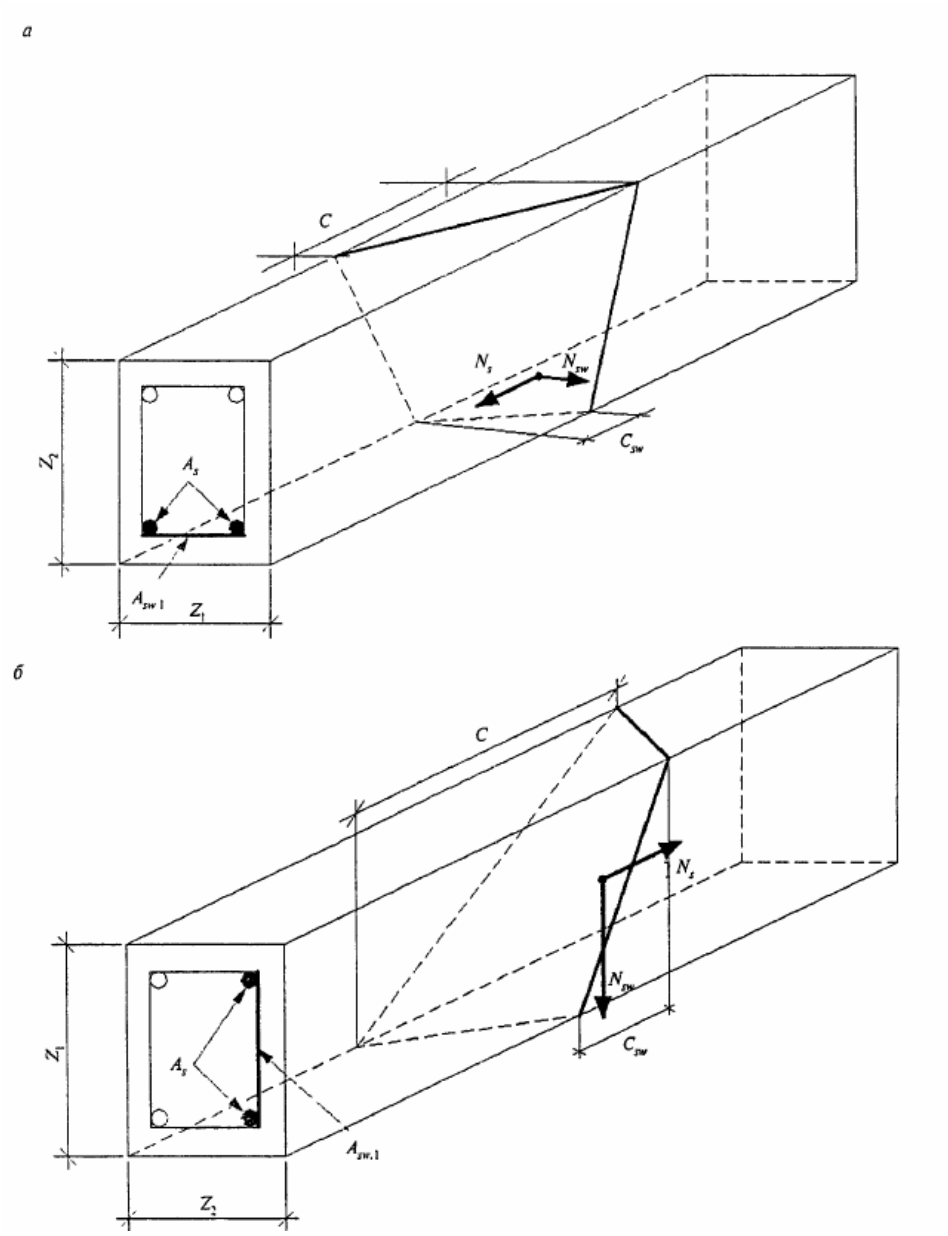


Рис. 8. 8. Схемы усилий в пространственных сечениях при расчете на действие крутящего момента

Расчет производят для ряда пространственных сечений, расположенных по длине элемента, при наиболее опасной длине проекции пространственного сечения C на продольную ось элемента. При этом значение C принимают не более $2 \cdot Z_2 + Z_1$ и не более $Z_1 \cdot \sqrt{\frac{2}{\delta}}$.

Допускается расчет на действие крутящего момента производить, не рассматривая пространственные сечения при определении крутящего момента от внешней нагрузки, из условия

$$T_1 \le T_{sw,1} + T_{s,1} \qquad (8.\ 75)$$

где T_1 - крутящий момент в нормальном сечении элемента;

$T_{sw,1}$ - крутящий момент, воспринимаемый арматурой, расположенной у рассматриваемой грани элемента в поперечном направлении, и определяемый по формуле

$$T_{sw,1} = q_{sw,1} \cdot \delta \cdot Z_1 \cdot Z_2; \qquad (8.\ 76)$$

$T_{s,1}$ - крутящий момент, воспринимаемый продольной арматурой, расположенной у рассматриваемой грани элемента, и определяемый по формуле

$$T_{s,1} = 0{,}5 R_s \cdot A_{s,1} \cdot Z_2. \qquad (8.\ 77)$$

Соотношение $\frac{q_{sw,1} \cdot Z_1}{R_s \cdot A_{s,1}}$ принимают в указанных выше пределах.

Расчет производят для ряда нормальных сечений, расположенных по длине элемента, для арматуры, расположенной у каждой рассматриваемой грани элемента.

При действии крутящих моментов следует соблюдать конструктивные требования, приведенные в разделе 10.3.

Расчет на совместное действие крутящего и изгибающего моментов

8.1.38. Расчет по прочности элемента между пространственными сечениями производят согласно п. 8.1.36.

8.1.39. Расчет по прочности пространственного сечения производят из условия

$$T \le T_o \sqrt{1-\left(\frac{M}{M_o}\right)^2}\,, \qquad (8.\ 78)$$

где T - крутящий момент от внешней нагрузки в пространственном сечении;

T_o - предельный крутящий момент, воспринимаемый пространственным сечением;

M - изгибающий момент от внешней нагрузки в нормальном сечении;

M_o - предельный изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением.

При расчете на совместное действие крутящего и изгибающего моментов рассматривают пространственное сечение с растянутой арматурой, расположенной у грани, растянутой от изгибающего момента, т.е. у грани, нормальной к плоскости действия изгибающего момента.

Крутящий момент T от внешней нагрузки определяют в нормальном сечении, расположенном в середине длины проекции C вдоль продольной оси элемента. В этом же нормальном сечении определяют изгибающий момент M от внешней нагрузки.

Предельный крутящий момент T_o определяют согласно п. 8.1.37 и принимают равным правой части в условии (8.67) (равным $T_{sw}+T_s$) для рассматриваемого пространственного сечения.

Предельный изгибающий момент M_o определяют согласно п. 8.1.9.

Допускается для определения крутящих моментов использовать условие (8.75). В этом случае крутящий момент $T=T_1$ и изгибающий момент M определяют в нормальных сечениях по длине элемента. В рассматриваемом нормальном

сечении предельный крутящий момент принимают равным правой части условия (8.75) ($T_{SW,1}+T_{S,1}$).

Предельный изгибающий момент M_O определяют для того же нормального сечения, как было указано выше.

При совместном действии крутящих и изгибающих моментов следует соблюдать расчетные и конструктивные требования, приведенные в разделе 10.3 и п. 8.1.37.

Расчет на совместное действие крутящего момента и поперечной силы

8.1.40. Расчет по прочности элемента между пространственными сечениями производят из условия

$$T \le T_o(1-\frac{Q}{Q_o}), \qquad (8.\ 79)$$

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

T_o - предельный крутящий момент, воспринимаемый элементом между пространственными сечениями и принимаемый равным правой части в условии (8.66);

Q - поперечная сила от внешней нагрузки в том же нормальном сечении;

Q_o - предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном между наклонными сечениями и принимаемая равной правой части в условии (8.55).

8.1.41. Расчет по прочности пространственного сечения производят из условия (8.79), в котором принимают следующие величины:

T - крутящий момент от внешней нагрузки в пространственном сечении;

T_O - предельный крутящий момент, воспринимаемый пространственным сечением;

Q - поперечная сила в наклонном сечении;

Q_O - предельная поперечная сила, воспринимаемая наклонным сечением.

При расчете на совместное действие крутящего момента и поперечной силы

рассматривают пространственное сечение с растянутой арматурой, расположенной у одной из граней, растянутой от поперечной силы – т.е. у грани, параллельной плоскости действия поперечной силы.

Крутящий момент T от внешней нагрузки определяют в нормальном сечении, расположенном в середине длины C вдоль продольной оси элемента. В том же нормальном сечении определяют поперечную силу Q от внешней нагрузки.

Предельный крутящий момент T_o определяют согласно п. 8.1.37 и принимают равным правой части условия (8.67) (равным $T_{sw}+T_s$) для рассматриваемого пространственного сечения.

Предельную поперечную силу Q_o определяют согласно п. 8.1.33 и принимают равной правой части условия (8.56). При этом середину длины проекции наклонного сечения на продольную ось элемента располагают в нормальном сечении, проходящем через середину длины проекции пространственного сечения на продольную ось элемента.

Допускается для определения крутящих моментов использовать условие (8.75), а для определения поперечных сил - условие (8.60). В этом случае крутящий момент $T=T_1$ и поперечную силу $Q=Q_1$ от внешней нагрузки определяют в нормальных сечениях по длине элемента. В рассматриваемом нормальном сечении предельный крутящий момент T_o принимают равным правой части условия (8.75) (равным $T_{sw,1}+T_{s,1}$), а предельную поперечную силу Q_o в том же нормальном сечении принимают равной правой части условия (8.60) (равной $Q_{b1}+Q_{sw,1}$).

При совместном действии крутящих моментов и поперечных сил следует соблюдать расчетные и конструктивные требования, приведенные в разделе 10.3.

Расчет железобетонных элементов на местное сжатие

8.1.42. Расчет железобетонных элементов на местное сжатие (смятие) производят при действии сжимающей силы, приложенной на ограниченной площади нормально к поверхности железобетонного элемента. При этом учитывают повышенное сопротивление сжатию бетона в пределах грузовой

площади (площади смятия) за счет объемного напряженного состояния бетона под грузовой площадью, зависящее от расположения грузовой площади на поверхности элемента.

При наличии косвенной арматуры в зоне местного сжатия учитывают дополнительное повышение сопротивления сжатию бетона под грузовой площадью за счет сопротивления косвенной арматуры.

Расчет элементов на местное сжатие при отсутствии косвенной арматуры производят согласно п. 8.1.43, а при наличии косвенной арматуры - согласно п. 8.1.44.

8.1.43. Расчет элементов на местное сжатие при отсутствии косвенной арматуры (рис. 8.9) производят из условия

$$N \le \psi \cdot R_{b,loc} \cdot A_{b,loc}, \qquad (8.\ 80)$$

где N - местная сжимающая сила от внешней нагрузки;

$A_{b,loc}$ - площадь приложения сжимающей силы (площадь смятия);

$R_{b,loc}$ - расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы;

ψ - коэффициент, принимаемый равным 1,0 при равномерном и 0,75 при неравномерном распределении местной нагрузки по площади смятия.

Значение $R_{b,loc}$ определяют по формуле

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b, \qquad (8.\ 81)$$

где φ_b - коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_b = 0.8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,\max}}{A_{b,loc}}}, \qquad (8.\ 82)$$

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

В формуле (8.82):

$A_{b,max}$ - максимальная расчетная площадь, устанавливаемая по следующим правилам:

- центры тяжести площадей $A_{b,loc}$ и $A_{b,max}$ совпадают;

- границы расчетной площади $A_{b,max}$ отстоят от каждой стороны площади $A_{b,loc}$ на расстоянии, равном соответствующему размеру этих сторон (рис.8.9).

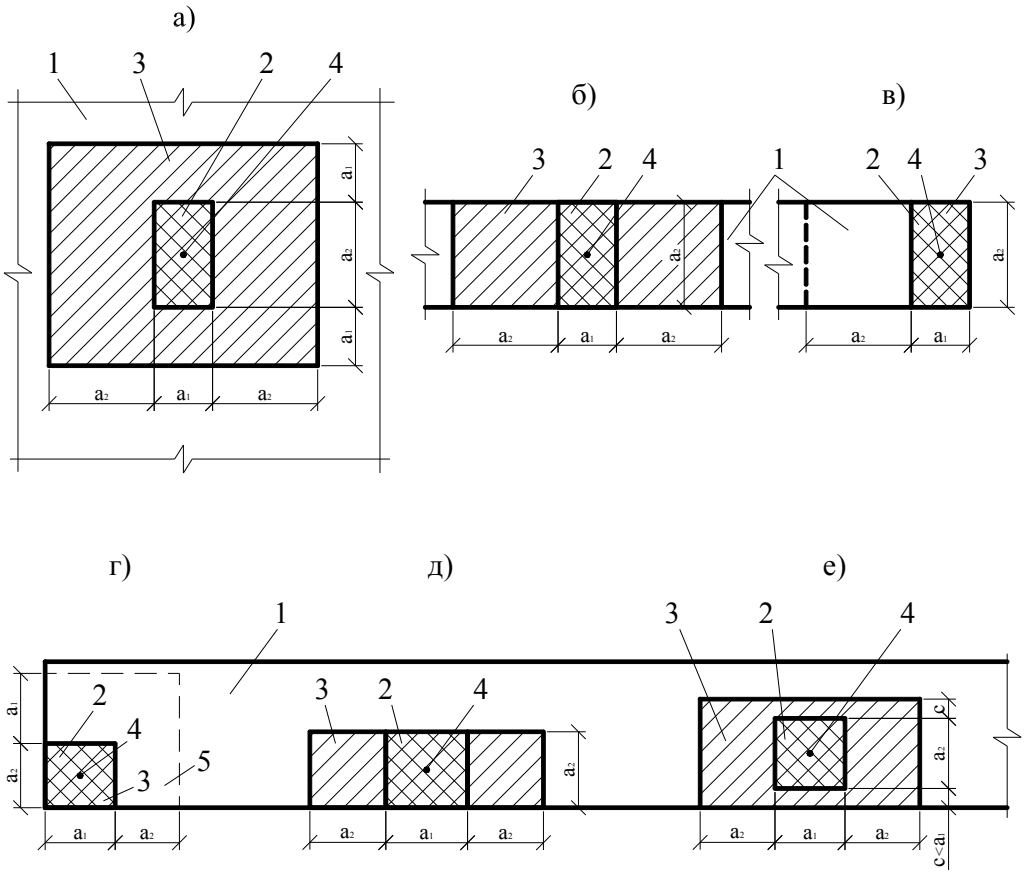


Рис. 8. 9. Схемы для расчета элементов на местное сжатие при расположении местной нагрузки:

а) – вдали от краев элемента; б) – по всей ширине элемента; в) у края (торца) элемента по всей его ширине; г) на углу элемента; д) у одного края элемента; е) вблизи одного края элемента.

1 – элемент, на который действует местная нагрузка; 2 – площадь смятия $A_{b,loc}$; 3 – максимальная расчетная площадь $A_{b,max}$; 4 – центр тяжести площадей $A_{b,loc}$ и $A_{b,max}$; 5 – минимальная зона армирования сетками, при которой косвенное армирование учитывается в расчете.

8.1.44. Расчет элементов на местное сжатие при наличии косвенной арматуры в виде сварных сеток производят из условия

$$N \le \psi \cdot R_{bs,loc} \cdot A_{b,loc}, \qquad (8.\ 83)$$

где $R_{bs,loc}$ - приведенное с учетом косвенной арматуры в зоне местного сжатия расчетное сопротивление бетона сжатию, определяемое по формуле

$$R_{bs,loc} = R_{b,loc} + 2 \cdot \varphi_{s,xy} \cdot R_{s,xy} \cdot \mu_{s,xy}, \qquad (8.\ 84)$$

Здесь $\varphi_{s,xy}$ - коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_{s,xy} = \sqrt{\frac{A_{b,loc,ef}}{A_{b,loc}}}; \qquad (8.\ 85)$$

$A_{b,loc,ef}$ - площадь, заключенная внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, и принимаемая в формуле (8.85) не более $A_{b,max}$;

$R_{s,xy}$ - расчетное сопротивление растяжению косвенной арматуры;

$\mu_{s,xy}$ - коэффициент косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{b,loc,ef} \cdot s}; \qquad (8.\ 86)$$

n_x, A_{sx}, l_x - число стержней, площадь сечения и длина стержня сетки, считая в осях крайних стержней, в направлении X;

n_y, A_{sy}, l_y - то же, в направлении Y;

s - шаг сеток косвенного армирования.

Значения $R_{b,loc}$, $A_{b,loc}$, ψ и N принимают согласно п. 8.1.43.

Значение местной сжимающей силы, воспринимаемое элементом с косвенным армированием (правая часть условия (8.83)), принимают не более удвоенного значения местной сжимающей силы, воспринимаемого элементом без косвенного армирования (правая часть условия (8.80)).

Косвенное армирование должно отвечать конструктивным требованиям, приведенным в разделе 10.3.

Расчет железобетонных элементов на продавливание

Общие положения

8.1.45. Расчет на продавливание производят для плоских железобетонных элементов (плит) при действии на них (нормально к плоскости элемента) местных, концентрированно приложенных усилий - сосредоточенных силы и изгибающего момента.

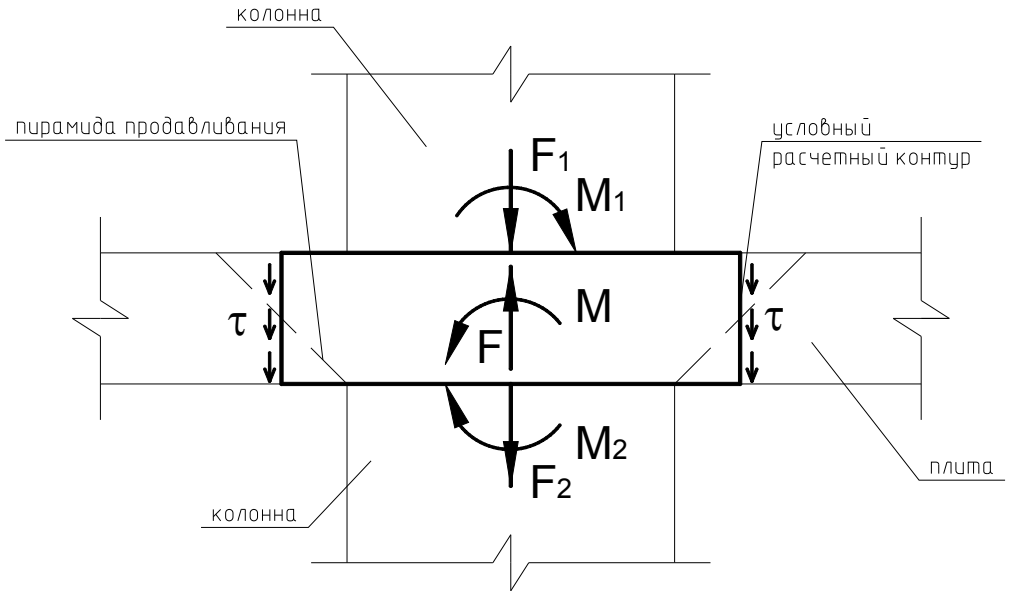


Рис. 8. 10. Условная модель для расчета на продавливание

При расчете на продавливание рассматривают расчетное поперечное сечение, расположенное вокруг зоны передачи усилий на элемент на расстоянии $\frac{h_o}{2}$ нормально к его продольной оси, по поверхности которого действуют касательные усилия от сосредоточенных силы и изгибающего момента (рис. 8.10).

Действующие касательные усилия по площади расчетного поперечного сечения должны быть восприняты бетоном с сопротивлением бетона осевому растяжению R_{bt} и расположенной по обе стороны от расчетного поперечного

сечения на расстоянии $\frac{h_o}{2}$ поперечной арматурой с сопротивлением поперечной арматуры растяжению R_{sw}.

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

Расчет на продавливание при действии сосредоточенной силы и отсутствии поперечной арматуры производят согласно п. 8.1.46, при действии сосредоточенной силы и наличии поперечной арматуры - согласно п. 8.1.47, при действии сосредоточенных силы и изгибающего момента и отсутствии поперечной арматуры - согласно п. 8.1.48. и при действии сосредоточенных силы и изгибающего момента и наличии поперечной арматуры - согласно п. 8.1.49.

Расчетный контур поперечного сечения принимают: при расположении площадки передачи нагрузки внутри плоского элемента – замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки (рис.8.11, а,г), при расположении площадки передачи нагрузки у края или угла плоского элемента – в виде двух вариантов: замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки, и незамкнутым, следующим от краев плоского элемента (рис.8.11, б,в), в этом случае учитывают наименьшую несущую способность при двух вариантах расположения расчетного контура поперечного сечения.

При действии момента M_{loc} в месте приложения сосредоточенной нагрузки, половину этого момента учитывают при расчете на продавливание, а другую половину учитывают при расчете по нормальным сечениям по ширине сечения, включающем ширину площадки передачи нагрузки и высоту сечения плоского элемента по обе стороны от площадки передачи нагрузки.

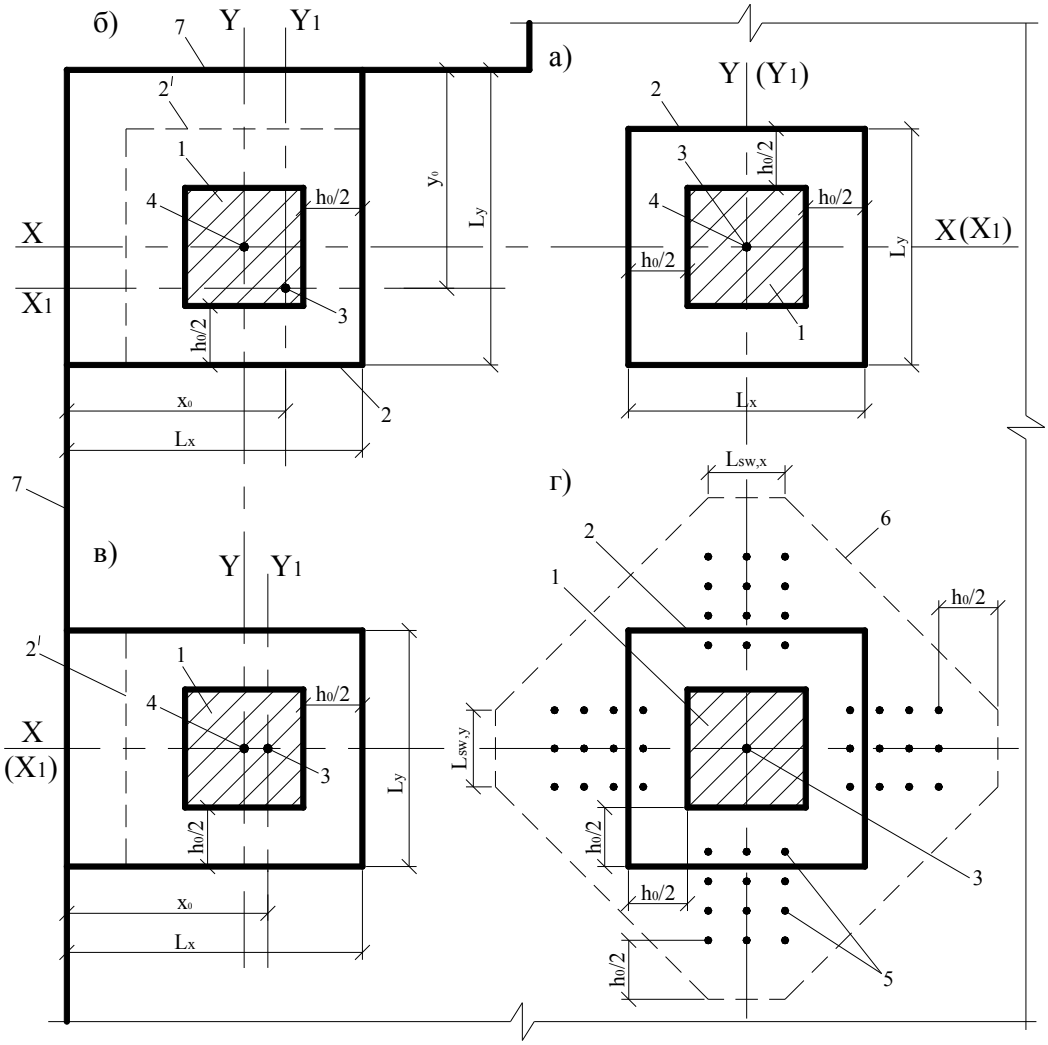


Рис. 8. 11. Схема расчетных контуров поперечного сечения при продавливании: а) – площадка приложения нагрузки внутри плоского элемента; б), в) – то же, у каря плоского элемента, г) – при крестообразном расположении поперечной арматуры.

1 – площадь приложения нагрузки; 2 – расчетный контур поперечного сечения; 2’ – второй вариант расположения расчетного контура; 3 – центр тяжести расчетного контура (место пересечения осей X_1 и Y_1); 4 – центр тяжести площадки приложения нагрузки (место пересечения осей X и Y); 5 – поперечная арматура; 6 – контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры; 7 – граница (край) плоского элемента.

При действии сосредоточенных моментов и силы в условиях прочности соотношение между действующими сосредоточенными моментами M, учитываемыми при продавливании, и предельными M_{ult} принимают не более соотношения между действующим сосредоточенным усилием F и предельным F_{ult}.

При расположении сосредоточенной силы внецентренно относительно центра тяжести контура расчетного поперечного сечения значения изгибающих сосредоточенных моментов от внешней нагрузки определяют с учетом дополнительного момента от внецентренного приложения сосредоточенной силы относительно центра тяжести контура расчетного поперечного сечения с положительным или обратным знаком по отношению к моментам в колонне.

Расчет элементов на продавливание при действии сосредоточенной силы

8.1.46. Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы производят из условия

$$F \le F_{b,ult}, \qquad (8.\ 87)$$

где F – сосредоточенная сила от внешней нагрузки;

$F_{b,ult}$ - предельное усилие, воспринимаемое бетоном.

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

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b, \qquad (8.\ 88)$$

где A_b - площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии 0,5 h_o от границы площади приложения сосредоточенной силы F с рабочей высотой сечения h_o (рис.8.12).

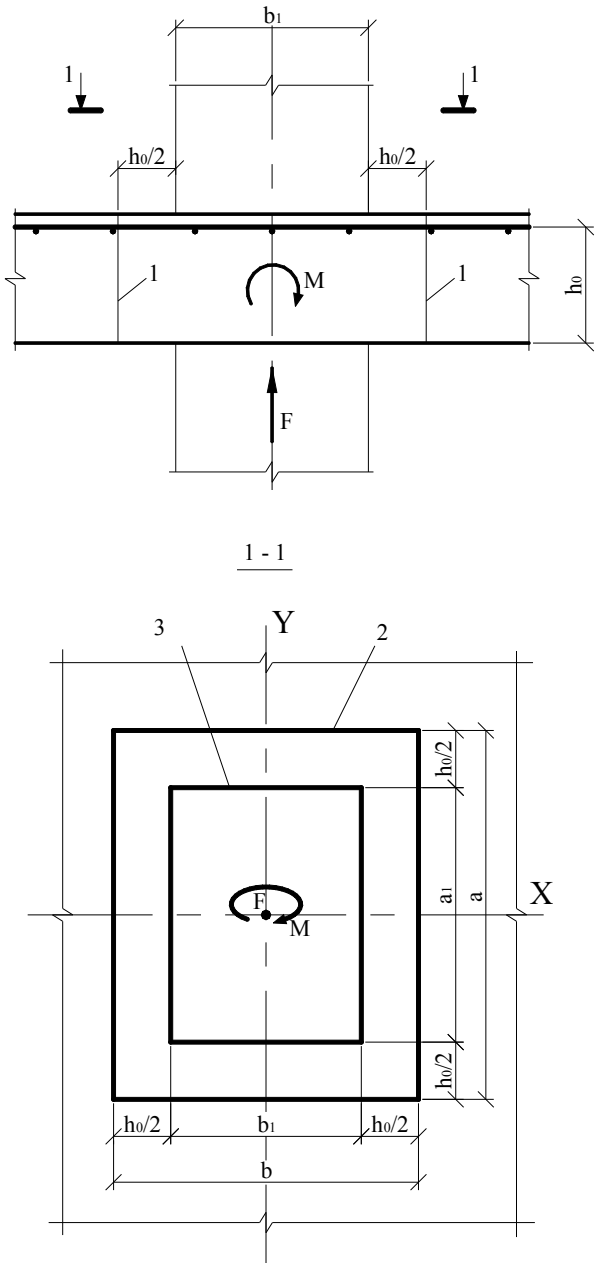
Площадь A_b определяют по формуле

$$A_b = u \cdot h_o, \qquad (8.\ 89)$$

где u - периметр контура расчетного поперечного сечения;

h_o - приведенная рабочая высота сечения $h_o = 0{,}5(h_{ox} + h_{oy})$,

здесь h_{ox} и h_{oy} - рабочая высота сечения для продольной арматуры, расположенной в направлении осей *X* и *У*.



1 – расчетное поперечное сечение; 2 – контур расчетного поперечного сечения; 3 – контур площадки приложения нагрузки

Рис. 8. 12. Схема для расчета железобетонных элементов без поперечной арматуры на продавливание

8.1.47. Расчет элементов с поперечной арматурой на продавливание при действии сосредоточенной силы (рис. 8.13) производят из условия

$$F \le F_{b,ult} + F_{sw,ult}, \qquad (8.\ 90)$$

где $F_{sw,ult}$ - предельное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой при продавливании;

$F_{b,ult}$ - предельное усилие, воспринимаемое бетоном, определяемое согласно п. 8.1.46.

Усилие $F_{sw,ult}$, воспринимаемое поперечной арматурой, нормальной к продольной оси элемента и расположенной равномерно вдоль контура расчетного поперечного сечения, определяют по формуле

$$F_{sw,ult} = 0{,}8 q_{sw} \cdot u, \qquad (8.\ 91)$$

где q_{sw} - усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения, расположенной в пределах расстояния $0{,}5h_{\text{o}}$ по обе стороны от контура расчетного сечения

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}; \qquad (8.\ 92)$$

A_{sw} - площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_{w}, расположенная в пределах расстояния $0{,}5h_{\text{o}}$ по обе стороны от контура расчетного поперечного сечения по периметру контура расчетного поперечного сечения;

u - периметр контура расчетного поперечного сечения, определяемый согласно п. 8.1.46.

При расположении поперечной арматуры неравномерно по контуру расчетного поперечного сечения, а сосредоточенно у осей площадки передачи нагрузки (крестообразное расположение поперечной арматуры) периметр контура u для поперечной арматуры принимают по фактическим длинам участков расположения поперечной арматуры L_{swx} и L_{swy} по расчетному контуру продавливания (рис.8.11, г).

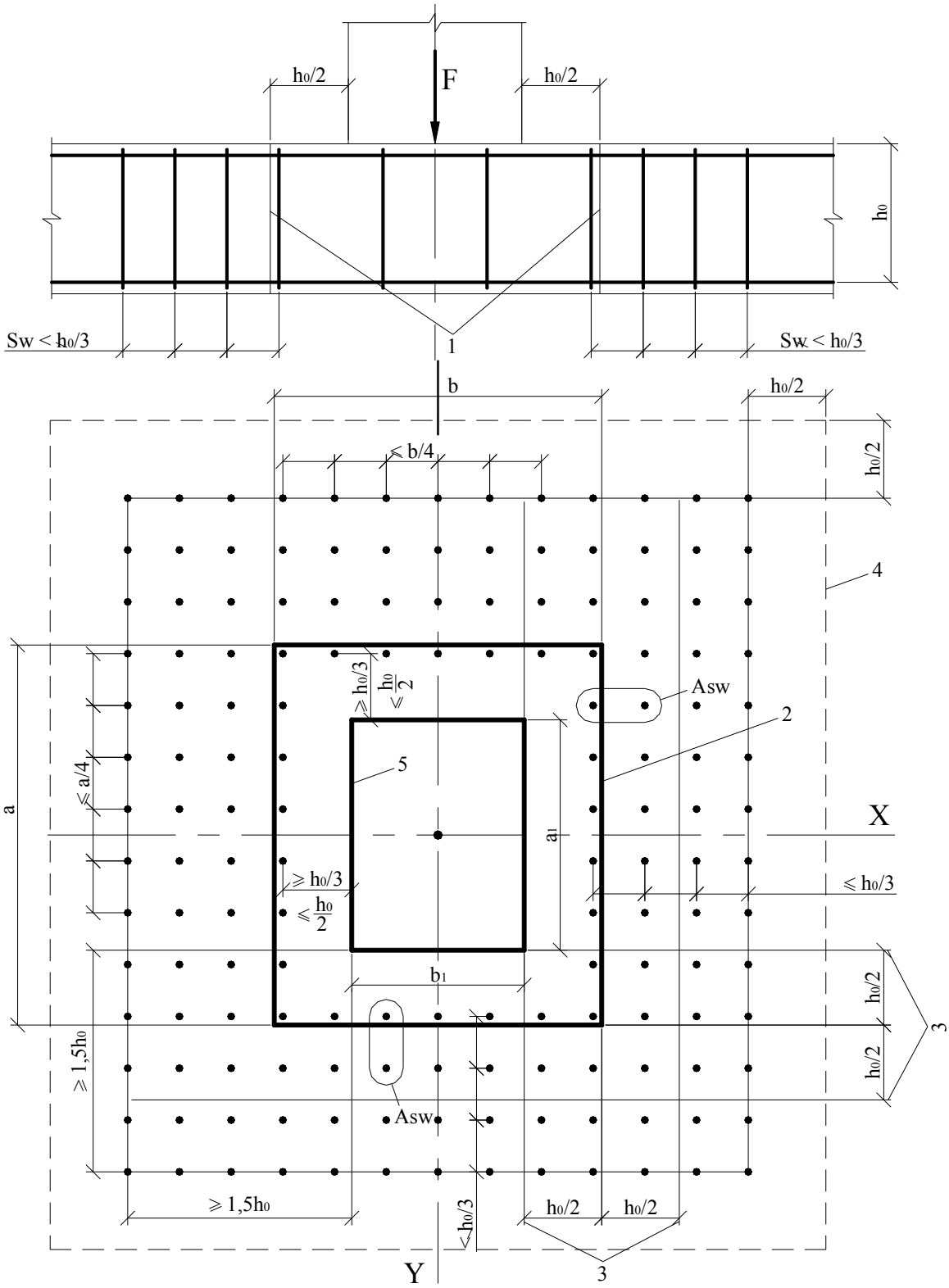


Рис. 8. 13. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерно распределенной поперечной арматурой на продавливание

1 – расчетное поперечное сечение; 2 – контур расчетного поперечного сечения; 3 – границы зоны, в пределах которых в расчете учитывается поперечная арматура; 4 – контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры; 5 – контур площадки приложения нагрузки.

Значение $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимают не более $2F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,25F_{b,ult}$.

За границей расположения поперечной арматуры расчет на продавливание производят согласно п. 8.1.46, рассматривая контур расчетного поперечного сечения на расстоянии $0,5h_o$ от границы расположения поперечной арматуры (рис.8.13). При сосредоточенном расположении поперечной арматуры по осям площадки передачи нагрузки, кроме этого, расчетный контур поперечного сечения бетона принимают по диагональным линиям, следующим от края расположения поперечной арматуры (рис. 8.11, г).

Поперечная арматура должна удовлетворять конструктивным требованиям, приведенным в разделе 10.3. При нарушении указанных в разделе 10.3 конструктивных требований поперечная арматура в расчете на продавливание не учитывается.

Расчет элементов на продавливание при действии сосредоточенных силы и изгибающего момента

8.1.48. Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при совместном действии сосредоточенных силы и изгибающего момента (рис. 8.12) производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M}{M_{b,ult}} \le 1, \qquad (8.\ 93)$$

где F - сосредоточенная сила от внешней нагрузки;

M – сосредоточенный изгибающий момент от внешней нагрузки, учитываемый при расчете на продавливание (п. 8.1.45);

$F_{b,ult}$ и $M_{b,ult}$ - предельные сосредоточенные сила и изгибающий момент, которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии.

В железобетонном каркасе зданий с плоскими перекрытиями

сосредоточенный изгибающий момент M_{loc} равен суммарному изгибающему моменту в сечениях верхней и нижней колонн, примыкающих к перекрытию в рассматриваемом узле.

Предельную силу $F_{b,ult}$ определяют согласно п. 8.1.46.

Предельный изгибающий момент $M_{b,ult}$ определяют по формуле

$$M_{b,ult} = R_{bt} \cdot W_b \cdot h_o, \qquad (8.\ 94)$$

где W_b - момент сопротивления расчетного поперечного сечения, определяемый согласно п. 8.1.50.

При действии изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях расчет производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \le 1, \qquad (8.\ 95)$$

где F, M_x и M_y – сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и $У$, учитываемые при расчете на продавливание (п. 8.1.45), от внешней нагрузки;

$F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$, $M_{by,ult}$ - предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и У, которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии.

Усилие $F_{b,ult}$ определяют согласно п. 8.1.46.

Усилия $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ определяют согласно указаниям, приведенным выше, при действии момента соответственно в плоскости оси X и в плоскости оси У.

8.1.49. Расчет прочности элементов с поперечной арматурой на продавливание при действии сосредоточенных силы и изгибающего момента (рис.8.13) производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M}{M_{b,ult} + M_{sw,ult}} \le 1, \qquad (8.\ 96)$$

где F и M – см. п. 8.1.48;

$F_{b,ult}$ и $M_{b,ult}$ – предельные сосредоточенные сила и изгибающий момент, которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии;

$F_{sw,ult}$ и $M_{sw,ult}$ - предельные сосредоточенные сила и изгибающий момент, которые могут быть восприняты поперечной арматурой при их раздельном действии.

Усилия $F_{b,ult}$, $M_{b,ult}$ и $F_{sw,ult}$ определяют согласно п. п. 8.1.47 и 8.1.48.

Усилие $M_{sw,ult}$, воспринимаемое поперечной арматурой, нормальной к продольной оси элемента и расположенной равномерно вдоль контура расчетного сечения, определяют по формуле

$$M_{sw,ult} = 0{,}8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw}, \qquad (8.\ 97)$$

где q_{sw} и W_{sw} - определяют согласно п.п. 8.1.47 и 8.1.51.

При действии сосредоточенных изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях расчет производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + Msw,x,ult} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + Msw,y,ult} \le 1, \qquad (8.\ 98)$$

где F, M_x и M_y – см. п. 8.1.48;

$F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ - предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей Х и У, которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии;

$F_{sw,ult}$, $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ – предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей Х и У, которые могут быть восприняты поперечной арматурой при их раздельном действии.

Усилия $F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$, $M_{by,ult}$ и $F_{sw,ult}$ определяют согласно указаниям п.п. 8.1.47 и 8.1.48.

Усилия $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяют согласно указаниям, приведенным

выше, при действии изгибающего момента, соответственно в направлении оси X и оси У.

Значения $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$, $M_{b,ult} + M_{sw,ult}$, $M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}$, $M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}$ в условиях (8.96) и (8.98) принимают не более, соответственно, $2F_{b,ult}$, $2M_{b,ult}$, $2M_{bx,ult}$, $2M_{by,ult}$.

Поперечная арматура должна отвечать конструктивным требованиям, приведенным в разделе 10.3. При нарушении приведенных в разделе 10.3 конструктивных требований поперечная арматура в расчете на продавливание не учитывается.

8.1.50. В общем случае значения момента сопротивления расчетного контура бетона при продавливании $W_{bx(y)}$ в направлениях взаимно перпендикулярных осей X и Y определяют по формуле

$$W_{bx(y)} = \frac{I_{bx(y)}}{x(y)_{\max}} \quad , \qquad (8.\ 99)$$

где $I_{bx(y)}$ – момент инерции расчетного контура относительно осей Y_1 и X_1, проходящих через его центр тяжести (рис.8.11);

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

Значение момента инерции $I_{bx(y)}$ определяют как сумму моментов инерции $I_{bx(y)i}$ отдельных участков расчетного контура поперечного сечения относительно центральных осей, проходящих через центр тяжести расчетного контура.

Положение центра тяжести расчетного контура относительно выбранной оси определяют по формуле

$$x(y)_o = \frac{\Sigma L_i \cdot x_i(y_i)_o}{\sum L_i} \quad , \qquad (8.\ 100)$$

где L_i – длина отдельного участка расчетного контура;

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

Для замкнутого прямоугольного контура (рис.8.11, а, г) с длиной участков L_x и L_y в направлении осей X и Y центр тяжести расположен в месте пересечения осей симметрии контура.

Значение момента инерции расчетного контура определяют по формуле

$$I_{bx(y)} = I_{bx(y)1} + I_{bx(y)2} \quad , \qquad (8.\ 101)$$

где $I_{bx(y)1,2}$ – момент инерции участков контура длиной L_x и L_y относительно осей Y_1 и X_1 , совпадающими с осями Y и X.

Значения $I_{bx(y)1,2}$ определяют по формулам (8.102) и (8.103), принимая условно ширину каждого участка контура длиной L_x и L_y равной единице;

$$I_{bx(y)1} = \frac{L^3_{x(y)}}{6} \quad . \qquad (8.\ 102)$$

$$I_{bx(y)2} = 0{,}5 \cdot L_{y(x)} \cdot L^2_{x(y)} \quad ; \qquad (8.\ 103)$$

Значения $W_{bx(y)}$ определяют по формуле

$$W_{bx(y)} = \frac{I_{bx(y)}}{L_{x(y)}/2} \qquad (8.\ 104)$$

или

$$W_{bx(y)} = (L_{x(y)} \cdot L_{y(x)} + \frac{1}{3} L^2_{x(y)}) \quad . \qquad (8.\ 105)$$

Для незамкнутого расчетного контура, состоящего из трех прямолинейных участков длиной L_x и L_y (рис. 8.11, в), например, при расположении площадки передачи нагрузки (колонны) у края плоского элемента (плиты перекрытия), положение центра тяжести расчетного контура в направлении оси X определяют по формуле

$$x_o = \frac{L_x^2 + L_y \cdot L_x}{2L_x + L_y} \quad , \qquad (8.\ 106)$$

а в направлении оси Y – центр тяжести расположен по оси симметрии расчетного контура.

Значения момента инерции расчетного контура относительно центральных осей Y_1 и X_1 определяют по формуле (8.101).

Значения I_{bx1} и I_{bx2} определяют по формулам:

$$I_{bx1} = \frac{L_x^3}{6} + 2 \cdot L_x \cdot (x_o - \frac{L_x}{2})^2 \quad ; \qquad (8.\ 107)$$

$$I_{bx2} = L_y \cdot (L_x - x_o)^2 \quad . \qquad (8.\ 108)$$

Значения I_{by1} и I_{by2} определяют по формулам:

$$I_{by1} = 0{,}5 \cdot L_x \cdot L_y^2 \quad ; \qquad (8.\ 109)$$

$$I_{by2} = \frac{L_y^3}{12} \quad . \qquad (8.\ 110)$$

Значения W_{bx} и W_{by} определяют по формулам:

$$W_{bx} = \frac{I_{bx}}{x_o} \quad \text{и} \quad W_{bx} = \frac{I_{bx}}{L_x - x_o} \quad ; \qquad (8.\ 111)$$

$$W_{by} = \frac{2 \cdot I_{by}}{L_y} \quad . \qquad (8.\ 112)$$

При расчете принимают наименьшие значения моментов сопротивления W_{bx}.

Для незамкнутого расчетного контура, состоящего из двух прямолинейных участков длиной L_x и L_y (рис.8.11, *б*), например, при расположении площадки передачи нагрузки (колонны) вблизи угла плоского элемента (плиты перекрытия), положение центра тяжести расчетного контура в направлении осей X и Y определяют по формуле

$$x_o(y_o) = \frac{L_{x(y)} \cdot L_{y(x)} + 0{,}5 \cdot L_{x(y)}^2}{L_x + L_y} \quad . \qquad (8.\ 113)$$

Значения момента инерции расчетного контура относительно центральных осей Y_1 и X_1 определяют по формуле (8.101).

Значения $I_{bx(y)1}$ и $I_{bx(y)2}$ определяют по формулам:

$$I_{bx1} = \frac{L_x^3}{12} + L_x \cdot (x_o - \frac{L_x}{2})^2 \quad ; \qquad (8.\ 114)$$

$$I_{bx2} = L_y \cdot (L_x - x_o)^2 \quad ; \qquad (8.\ 115)$$

$$I_{by1} = L_x \cdot (L_y - y_o)^2 \quad ; \qquad (8.\ 116)$$

$$I_{by2} = \frac{L_y^3}{12} + L_y \cdot (y_o - \frac{L_y}{2})^2 \quad . \qquad (8.\ 117)$$

Значения W_{bx} и W_{by} определяют по формулам:

$$W_{bx} = \frac{I_{bx}}{x_o} \quad \text{и} \quad \frac{I_{bx}}{L_x - x_o} \quad ; \qquad (8.\ 118)$$

$$W_{by} = \frac{I_{by}}{y_o} \quad \text{и} \quad \frac{I_{by}}{L_y - y_o} \quad . \qquad (8.\ 119)$$

При расчете принимают наименьшие значения моментов сопротивления W_{bx} и W_{by} .

8.1.51. Значения моментов сопротивления поперечной арматуры при продавливании $W_{sw,x(y)}$ в том случае, когда поперечная арматура расположена равномерно вдоль расчетного контура продавливания в пределах зоны, границы которой отстоят на расстоянии $\frac{h_o}{2}$ в каждую сторону от контура продавливания бетона (рис. 8.13), принимают равными соответствующим значениям W_{bx} и W_{by}.

При расположении поперечной арматуры в плоском элементе сосредоточенно по осям грузовой площадки, например, по оси колонн (крестообразное расположение поперечной арматуры в перекрытии) моменты

сопротивления поперечной арматуры определяют по тем же правилам, что и моменты сопротивления бетона, принимая соответствующую фактическую длину ограниченного участка расположения поперечной арматуры по расчетному контуру продавливания L_{swx} и L_{swy} (рис.8.11, г).

8.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

8.2.1. Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по раскрытию трещин;
- расчет по деформациям.

8.2.2. Расчет по образованию трещин производят для проверки необходимости расчета по раскрытию трещин, а также для проверки необходимости учета трещин при расчете по деформациям.

8.2.3. При расчете по предельным состояниям второй группы нагрузки принимают с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}0$.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

8.2.4. Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин производят в тех случаях, когда соблюдается условие:

$$M > M_{crc}; \qquad (8.\ 120)$$

где M - изгибающий момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

M_{crc} - изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин, определяемый по формуле (8.125).

Для центрально растянутых элементов ширину раскрытия трещин определяют при соблюдении условия

$$N > N_{crc}, \qquad (8.\ 121)$$

где N - продольное растягивающее усилие от внешней нагрузки;

N_{crc} - продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом при образовании трещин, определяемое согласно п. 8.2.13.

8.2.5. Расчет железобетонных элементов производят по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин.

Непродолжительное раскрытие трещин определяют от совместного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок, продолжительное - только от постоянных и временных длительных нагрузок (п.4.6).

8.2.6. Расчет по раскрытию трещин производят из условия:

$$a_{crc} \le a_{crc,ult}. \qquad (8.\ 122),$$

где: a_{crc} – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая согласно 8.2.7, 8.2.15-8.2.17.

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

Значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:

а) из условия обеспечения сохранности арматуры

- классов А240…А600, В500:

0,3 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм - при непродолжительном раскрытии трещин;

- классов А800, А1000, $В_р$1200… $В_р$1400, К1400, К1500 (К-19) и К1500 (К-7) диаметром 12 мм:

0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

- классов $В_р$1500, К1500 (К-7) диаметром 6 и 9 мм:

0,1 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,2 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

б) из условия ограничения проницаемости конструкций

0,2 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм - при непродолжительном раскрытии трещин.

8.2.7. Расчет железобетонных элементов следует производить по продолжительному и по непродолжительному раскрытию нормальных и наклонных трещин.

Ширину продолжительного раскрытия трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1}, \qquad (8.\ 123)$$

а непродолжительного раскрытия трещин – по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}, \qquad (8.\ 124)$$

где a_{crc1} – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

a_{crc2} – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

a_{crc3} – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси элемента

8.2.8. Изгибающий момент M_{crc} при образовании трещин можно определять согласно п. 8.2.9 или по деформационной модели согласно п. 8.2.14.

8.2.9. Определение момента образования трещин производят с учетом неупругих деформаций растянутого бетона согласно п. 8.2.10.

Допускается момент образования трещин определять без учета неупругих деформаций растянутого бетона по указаниям п. 8.2.11. Если при этом условие (8.122) или условие (8.145) не удовлетворяются, то момент образования трещин следует определять с учетом неупругих деформаций растянутого бетона.

8.2.10. Момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона определяют с учетом следующих положений:

- сечения после деформирования остаются плоскими;

- эпюру напряжений в сжатой зоне бетона принимают треугольной формы, как для упругого тела (рис. 8.14);

- эпюру напряжений в растянутой зоне бетона принимают трапециевидной формы с напряжениями, не превышающими расчетных значений сопротивления

бетона растяжению $R_{bt,ser}$;

- относительную деформацию крайнего растянутого волокна бетона принимают равной ее предельному значению $\varepsilon_{bt,ult}$ при кратковременном действии нагрузки (п. 8.1.30); при двухзначной эпюре деформаций в сечении элемента $\varepsilon_{bt,ult} = 0{,}00015$;

- напряжения в арматуре принимают в зависимости от относительных деформаций как для упругого тела.

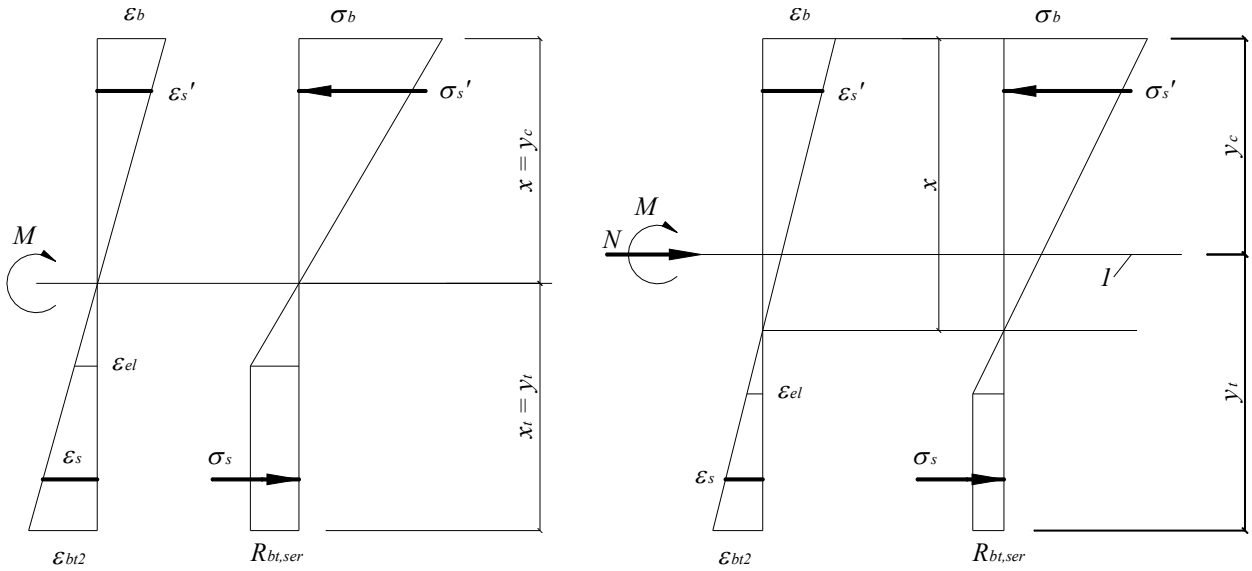
8.2.11. Момент образования трещин без учета неупругих деформаций растянутого бетона определяют как для сплошного упругого тела по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W \pm N \cdot e_x \qquad (8.\ 125)$$

где W - момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна бетона, определяемый согласно п. 8.2.12;

e_x - расстояние от точки приложения продольной силы N (расположенной в центре тяжести приведенного сечения элемента) до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

В формуле (8.125) знак “плюс” принимают при сжимающей продольной силе N, “минус” - при растягивающей силе.



1 – Уровень центра тяжести приведенного поперечного сечения

Рис. 8. 14. Схема напряженно-деформированного состояния сечения элемента при проверке образования трещин при действии изгибающего момента (а), изгибающего момента и продольной силы (б).

8.2.12. Момент сопротивления W и расстояние e_x определяют по формулам

$$W = \frac{I_{red}}{y_t}; \qquad (8.\ 126)$$

$$e_x = \frac{W}{A_{red}}, \qquad (8.\ 127)$$

где I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha + I_s^{'} \cdot \alpha; \qquad (8.\ 128)$$

I, I_s, I_s' – моменты инерции сечений соответственно бетона, растянутой арматуры и сжатой арматуры.

A_{red} - площадь сечения приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле

$$A_{red} = A + A_s \cdot \alpha + A_s^{'} \cdot \alpha \ ; \qquad (8.\ 129)$$

α - коэффициент приведения арматуры к бетону

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

$A, A_s, A_s^{'}$ - площади поперечного сечения соответственно бетона, растянутой и сжатой арматуры;

y_t - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}},$$

здесь $S_{t,red}$ - статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона.

Допускается момент сопротивления W определять без учета арматуры.

В этом случае значения I_s, $I_S^{'}$, A_s, $A_S^{'}$ в формулах (8.128) и (8.129) принимают равными нулю.

Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения момент сопротивления W без учета арматуры определяют по формуле

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}. \qquad (8.\ 130)$$

8.2.13. Усилие N_{crc} при образовании трещин в центрально растянутых элементах определяют по формуле

$$N_{crc} = A_{red} \cdot R_{bt,ser}. \qquad (8.\ 131)$$

8.2.14. Определение момента образования трещин на основе нелинейной деформационной модели производят исходя из общих положений, приведенных в п.п. 6.1.24 и 8.1.20–8.1.30, но с учетом работы бетона в растянутой зоне нормального сечения, определяемой диаграммой состояния растянутого бетона согласно п. 6.1.22. Расчетные характеристики материалов принимают для предельных состояний второй группы.

Значение M_{crc} определяют из решения системы уравнений, представленных в п.п. 8.1.20–8.1.30, принимая относительную деформацию бетона $\varepsilon_{bt,max}$ у растянутой грани элемента от действия внешней нагрузки, равной предельному значению относительной деформации бетона при растяжении $\varepsilon_{bt,ult}$, определяемому согласно указаниям п. 8.1.30.

Расчет ширины раскрытия трещин,
нормальных к продольной оси элемента

8.2.15. Ширину раскрытия нормальных трещин $a_{crc,i}$ (i=1, 2, 3 - см п. 8.2.7) определяют по формуле

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s, \qquad (8.\ 132)$$

где σ_s - напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки, определяемое согласно п. 8.2.16;

l_s – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое согласно п.

8.2.17;

ψ_s - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать коэффициент ψ_s = 1; если при этом условие (8.122) не удовлетворяется, то значение ψ_s следует определять по формуле (8.143);

φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0,5 – для арматуры периодического профиля;

0,8 – для гладкой арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным:

1,0 – для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1,2 – для растянутых элементов.

8.2.16. Значения напряжения σ_s в растянутой арматуре изгибаемых элементов определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{M(h_o - y_c)}{I_{red}} \cdot \alpha_{s1}, \qquad (8.\ 133)$$

где I_{red}, y_c - момент инерции и высота сжатой зоны приведенного поперечного сечения элемента, определяемые с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры согласно п. 8.2.27, принимая в соответствующих формулах значения коэффициента приведения арматуры к бетону $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$.

Для изгибаемых элементов y_c=x (рис. 8.15), где x – высота сжатой зоны бетона, определяемая согласно п. 8.2.28 при $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$.

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону α_{s1} определяют по формуле

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} \quad , \qquad (8.\ 134)$$

где $E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и определяемый по формуле

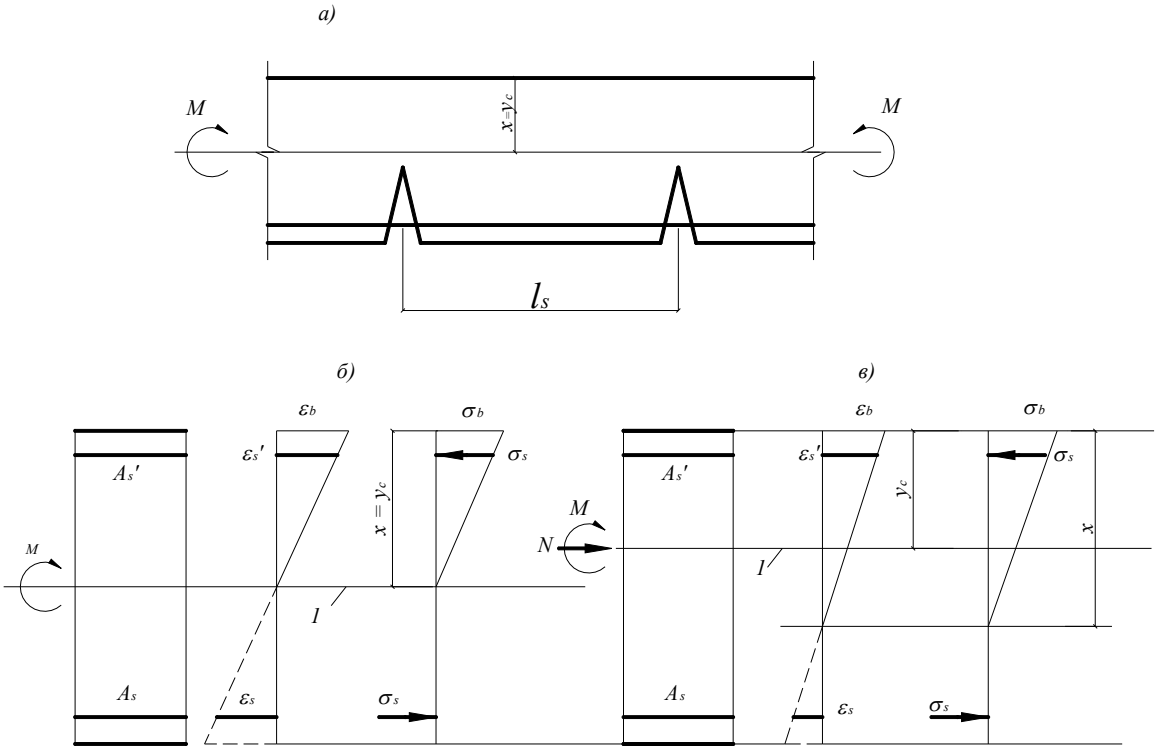
$$E_{b,red} = \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}} \quad , \qquad (8.\ 135)$$

Относительную деформацию бетона $\varepsilon_{b1,red}$ принимают равной 0,0015.

Допускается напряжение σ_s определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s \cdot A_s} \quad , \qquad (8.\ 136)$$

где z_s - расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента.



1 – уровень центра тяжести приведенного поперечного сечения

Рис. 8. 15. Схема напряженно-деформированного состояния элемента с трещинами при действии изгибающего момента (а, б), изгибающего момента и продольной силы (в)

Для элементов прямоугольного поперечного сечения при отсутствии (или без учета) сжатой арматуры значение z_s определяют по формуле

$$z_s = h_o - \frac{x}{3} \quad . \qquad (8.\ 137)$$

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения допускается значение z_s принимать равным $0{,}8h_o$.

При действии изгибающего момента M и продольной силы N напряжение σ_s в растянутой арматуре определяют по формуле

$$\sigma_s = \left[\frac{M(h_o - y_c)}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}} \right] \cdot \alpha_{s1} \ , \qquad (8.\ 138)$$

где A_{red}, y_c - площадь приведенного поперечного сечения элемента и расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения, определяемые по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры, принимая коэффициент приведения арматуры к бетону α_{s1}.

Допускается напряжение σ_s определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z_s)}{A_s \cdot z_s} . \qquad (8.\ 139)$$

где e_s – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения продольной силы N с учетом эксцентриситета, равного $\frac{M}{N}$.

Для элементов прямоугольного сечения при отсутствии (или без учета) сжатой арматуры значение z_s допускается определять по формуле (8.137), в которой x_m - высота сжатой зоны бетона с учетом влияния продольной силы, определяемая согласно п. 8.2.28, принимая коэффициент приведения арматуры к бетону $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$.

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и

двутаврового поперечного сечения допускается значение z_s принимать равным $0{,}7h_o$.

В формулах (8.138) и (8.139) знак «плюс» принимают при растягивающей, а знак «минус» при сжимающей продольной силе.

Напряжения σ_s не должны превышать $R_{s,ser}$.

8.2.17. Значения базового расстояния между трещинами l_s определяют по формуле

$$l_s = 0{,}5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s \qquad (8.\ 140)$$

и принимают не менее $10d_s$ и 10 см и не более 40 d_s и 40 см (для элементов с рабочей высотой поперечного сечения не более 1 м).

Здесь A_{bt} - площадь сечения растянутого бетона;

A_s - площадь сечения растянутой арматуры;

d_s - номинальный диаметр арматуры.

Значения A_{bt} определяют по высоте растянутой зоны бетона x_t, используя правила расчета момента образования трещин согласно указаниям п.п. 8.2.8 – 8.2.14.

В любом случае значение A_{bt} принимают равным площади сечения при ее высоте в пределах не менее $2a$ и не более $0{,}5h$.

8.2.18. Значения коэффициента ψ_s определяют по формуле

$$\psi_s = 1 - 0{,}8 \cdot \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} \quad , \qquad (8.\ 141)$$

где $\sigma_{s,crc}$ - напряжение в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин, определяемое по указаниям п. 8.2.16, принимая в соответствующих формулах значения $M=M_{crc}$;

σ_s – то же при действии рассматриваемой нагрузки.

Для изгибаемых элементов значение коэффициента ψ_s допускается определять по формуле

$$\psi_s = 1 - 0{,}8 \cdot \frac{M_{crc}}{M} \quad , \qquad (8.\ 142)$$

где M_{crc} определяют по формуле (8.125).

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

8.2.19. Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям производят с учетом эксплуатационных требований, предъявляемых к конструкциям.

Расчет по деформациям следует производить на действие:

постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок (п. 4.6) при ограничении деформаций технологическими или конструктивными требованиями;

постоянных и временных длительных нагрузок при ограничении деформаций эстетическими требованиями.

8.2.20. Значения предельно допустимых деформаций элементов принимают согласно СНиП 2.01.07-85* и нормативным документам на отдельные виды конструкций.

Расчет железобетонных элементов по прогибам

8.2.21. Расчет железобетонных элементов по прогибам производят из условия:

$$f \le f_{ult}\,, \qquad (8.\ 143)$$

где:

f – прогиб железобетонного элемента от действия внешней нагрузки;

f_{ult} – значение предельно допустимого прогиба железобетонного элемента;

Прогибы железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик железобетонного элемента в сечениях по его длине (кривизн, углов сдвига и т.д.).

В тех случаях, когда прогибы железобетонных элементов в основном зависят от изгибных деформаций, значения прогибов определяют по жесткостным

характеристикам согласно п. 8.2.22 и п. 8.2.31.

8.2.22. Для изгибаемых элементов постоянного по длине элемента сечения, не имеющих трещин, прогибы определяют по общим правилам строительной механики с использованием жесткости поперечных сечений, определяемой по формуле (8.147).

Определение кривизны железобетонных элементов

8.2.23. Кривизну изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов для вычисления их прогибов определяют:

а) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне не образуются нормальные к продольной оси трещины, согласно п.п. 8.2.24, 8.2.26;

б) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, согласно п.п. 8.2.24, 8.2.25 и 8.2.27.

Элементы или участки элементов рассматривают без трещин, если трещины не образуются (т.е. условие (8.120) не выполняется) при действии полной нагрузки, включающей постоянную, временную длительную и кратковременную нагрузки.

Кривизну железобетонных элементов с трещинами и без трещин можно также определять на основе деформационной модели согласно п. 8.2.32.

8.2.24. Полную кривизну изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов определяют по формуле:

- для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2; \qquad (8.\ 144)$$

- для участков с трещинами в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 \qquad (8.\ 145)$$

В формуле (8.144):

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

В формуле (8.145):

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую производят расчет по деформациям;

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

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

Кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ определяют согласно указаниям п.8.2.25.

8.2.25. Кривизну железобетонных элементов $\frac{1}{r}$ от действия соответствующих нагрузок (п. 8.2.24) определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D} \quad , \qquad (8.\ 146)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки (с учетом момента от продольной силы N) относительно оси, нормальной плоскости действия изгибающего момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

D - изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле

$$D = E_{b1} \cdot I_{red} \quad , \qquad (8.\ 147)$$

где E_{b1} - модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки;

I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом наличия или отсутствия трещин.

Значения модуля деформации бетона E_{b1} и момента инерции приведенного сечения I_{red} для элементов без трещин в растянутой зоне и с трещинами определяют соответственно по указаниям п.п. 8.2.26 и 8.2.27.

Жесткость железобетонного элемента на участке без трещин в растянутой зоне.

8.2.26. Жесткость железобетонного элемента D на участке без трещин определяют по формуле (8.147).

Момент инерции I_{red} приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести определяют как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих элементов с учетом всей площади сечения бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α.

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha + I_s^{'} \cdot \alpha \quad , \qquad (8.\ 148)$$

где I - момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

I_{s} ,$I_s^{'}$ - моменты инерции площадей сечения соответственно растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

$$I_s = A_s \cdot (h_o - y_c)^2 \quad , \qquad (8.\ 149)$$

$$I_s^{'} = A_s^{'} \cdot (y_c - a^{'})^2 \quad ; \qquad (8.\ 150)$$

α – коэффициент приведения арматуры к бетону,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}} \ , \qquad (8.\ 151)$$

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

Значения I и y_c определяют по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов.

Допускается определять момент инерции I_{red} без учета арматуры.

В этом случае для прямоугольного сечения

$$I_{red} = I = \frac{b \cdot h^3}{12} \ . \qquad (8.\ 152)$$

Значения модуля деформации бетона в формулах (8.147), (8.151) принимают равными:

при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0{,}85 \cdot E_b \quad ; \qquad (8.\ 153)$$

при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = E_{b\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} \quad , \qquad (8.\ 154)$$

где $\varphi_{b,cr}$ - принимают по табл. 6.6.

Жесткость железобетонного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне.

8.2.27. Жесткость железобетонного элемента на участках с трещинами в растянутой зоне определяют с учетом следующих положений:

- сечения после деформирования остаются плоскими;
- напряжения в бетоне сжатой зоны определяют как для упругого тела;
- работу растянутого бетона в сечении с нормальной трещиной не учитывают;
- работу растянутого бетона на участке между смежными нормальными трещинами учитывают посредством коэффициента ψ_s.

Жесткость железобетонного элемента D на участках с трещинами определяют по формуле (8.147) и принимают не более жесткости без трещин.

Значения модуля деформации сжатого бетона E_{b1} принимают равными значениям приведенного модуля деформации $E_{b,red}$, определяемых по формуле (6.10) при расчетных сопротивления бетона $R_{b,ser}$ для соответствующих нагрузок (непродолжительного и продолжительного действия).

Момент инерции приведенного поперечного сечения элемента I_{red} относительно его центра тяжести определяют по общим правилам сопротивления упругих элементов с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны, площадей сечения сжатой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к

бетону α_{s1} и растянутой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s2}

$$I_{red} = I_b + I_s \cdot \alpha_{s2} + I_s^{'} \cdot \alpha_{s1} \quad , \qquad (8.\ 155)$$

где I_b, I_s, $I_s^{'}$ – моменты инерции площадей сечения соответственно сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения.

Значения I_s и $I_s^{'}$ определяют по формулам (8.149) и (8.150), принимая вместо y_c значение y_{cm}, равное расстоянию от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного (с коэффициентами приведения α_{s1} и α_{s2}) поперечного сечения без учета бетона растянутой зоны (рис. 8.16); для изгибаемых элементов

$$y_{cm} = x_m \ ,$$

где x_m - средняя высота сжатой зоны бетона, учитывающая влияние работы растянутого бетона между трещинами и определяемая согласно п. 8.2.28 (рис. 8.16).

Значения I_b и y_{cm} определяют по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов.

Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону α_{s1} и α_{s2} определяют по п. 8.2.30.

8.2.28. Для изгибаемых элементов положение нейтральной оси (средняя высота сжатой зоны бетона) определяют из уравнения

$$S_{b0} = \alpha_{s2} \cdot S_{s0} - \alpha_{s1} \cdot S_{s0}^{'} \ , \qquad (8.\ 156)$$

где S_{b0}, S_{s0} и $S_{s0}^{'}$ - статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

Для прямоугольных сечений только с растянутой арматурой высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x_m = h_o\left(\sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2})^2 + 2\mu_s \cdot \alpha_{s2}} \ - \mu_s \cdot \alpha_{s2}\right). \qquad (8.\ 157)$$

где $\mu_s = \dfrac{A_s}{b \cdot h_o}$.

Для прямоугольных сечений с растянутой и сжатой арматурой высоту сжатой зоны определяют по формуле

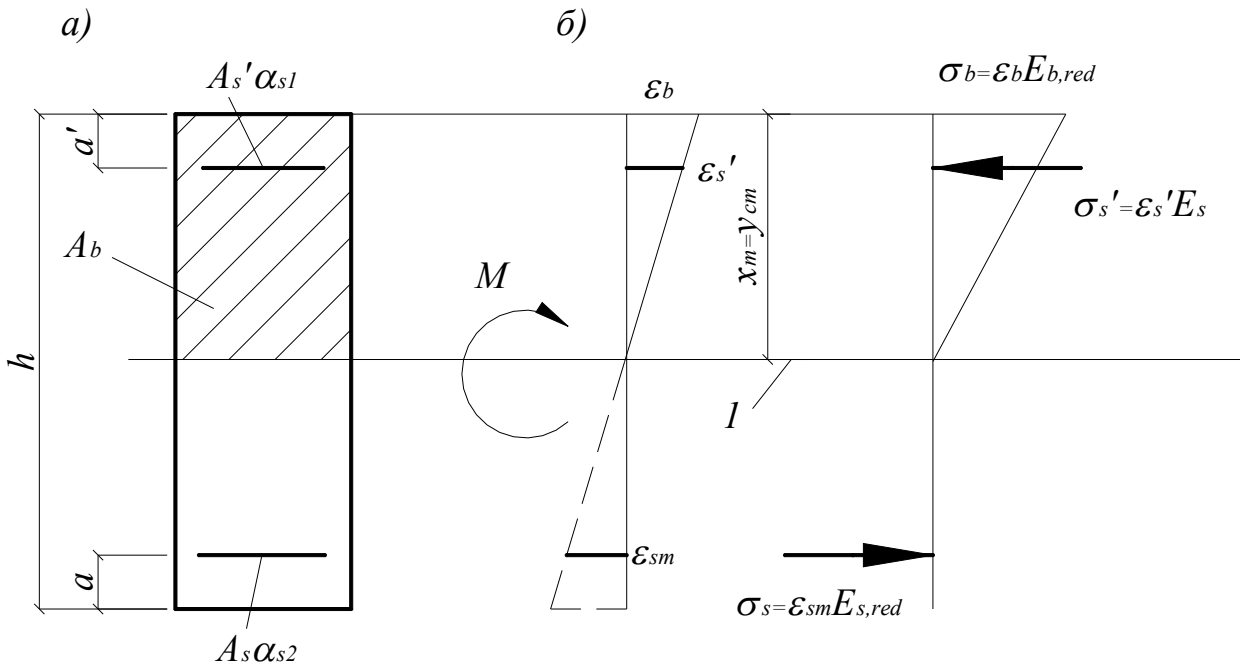
$$x_m = h_o\left[\sqrt{\left(\mu_s\alpha_{s2} + \mu_s^{'}\alpha_{s1}\right)^2 + 2\left(\mu_s\alpha_{s2} + \mu_s^{'}\alpha_{s1}\dfrac{a^{'}}{h_o}\right)} - \left(\mu_s\alpha_{s2} + \mu_s^{'}\alpha_{s1}\right)\right], \qquad (8.\ 158)$$

где $\mu_s^{'} = \dfrac{A_s^{'}}{bh_o}$.

Для тавровых (с полкой в сжатой зоне) и двутавровых сечений высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x_m = h_o\left[\sqrt{\left(\mu_s\alpha_{s2} + \mu_s^{'}\alpha_{s1} + \mu_f^{'}\right)^2 + 2\left(\mu_s\alpha_{s2} + \mu_s^{'}\alpha_{s1}\dfrac{a^{'}}{h_o} + \mu_f^{'}\dfrac{h_f^{'}}{2h_o}\right)} - \left(\mu_s\alpha_{s2} + \mu_s^{'}\alpha_{s1} + \mu_f^{'}\right)\right]$$

(8. 159)



1 – уровень центра тяжести приведенного без учета растянутой зоны бетона поперечного сечения

Рис. 8. 16. Приведенное поперечное сечение (а) и схема напряженно-деформированного состояния элемента с трещинами (б) для расчета его по деформациям при действии изгибающего момента.

где $\mu_f^{'} = \dfrac{A_f^{'}}{bh_o}$.

$A_f^{'}$ - площадь сечения свесов сжатой полки

Для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов положение нейтральной оси (высоту сжатой зоны) определяют из уравнения

$$y_N = \frac{I_{b0} + \alpha_{s2} \cdot I_{s0} + \alpha_{s1} I_{s0}^{'}}{S_{b0} + \alpha_{s2} S_{s0} + \alpha_{s1} S_{s0}^{'}} \quad , \qquad (8.\ 160)$$

где y_N - расстояние от нейтральной оси до точки приложения продольной силы N, отстоящей от центра тяжести полного сечения (без учета трещин) на расстоянии $e_0 = \dfrac{M}{N}$;

$I_{b0}, I_{s0}, I_{s0}^{'}, S_{b0}, S_{s0}, S_{s0}'$ - моменты инерции и статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

Допускается для элементов прямоугольного сечения высоту сжатой зоны при действии изгибающих моментов M и продольной силы N определять по формуле

$$x_m = x_M \pm \frac{I_{red} \cdot N}{A_{red} \cdot M}, \qquad (8.\ 161)$$

где x_M - высота сжатой зоны изгибаемого элемента, определяемая по формулам (8.156)…(8.159);

I_{red}, A_{red} - момент инерции и площадь приведенного поперечного сечения, определяемые для полного сечения (без учета трещин).

Значения геометрических характеристик сечения элемента определяются по общим правилам расчета сечения упругих элементов.

В формуле (8.161) знак «плюс» принимают при сжимающей, а знак «минус» при растягивающей продольной силе.

8.2.29. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов допускается определять по формуле

$$D = E_{s,red} A_s z (h_o - x_m) \ , \qquad (8.\ 162)$$

где z - расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне.

Для элементов прямоугольного сечения при отсутствии (или без учета) сжатой арматуры значение z определяют по формуле

$$z = h_o - \frac{1}{3} x_m \ . \qquad (8.\ 163)$$

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечных сечений значение z допускается принимать равным $0{,}8h_o$.

8.2.30. Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону принимают равными:

- для сжатой арматуры

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}; \qquad (8.\ 164)$$

- для растянутой арматуры

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}}, \qquad (8.\ 165)$$

где $E_{\mathrm{b,red}}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, определяемый по формуле (6.10) при непродолжительном и продолжительном действии нагрузки, заменяя R_b на $R_{b,ser}$;

$E_{\mathrm{s,red}}$ - приведенный модуль деформации растянутой арматуры, определяемый с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами по формуле

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s}. \qquad (8.\ 166)$$

Значения коэффициента ψ_s определяют по формуле (8.140).

Допускается принимать ψ_s=1 и следовательно $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$. При этом, если условие (8.143) не удовлетворяется, расчет производят с учетом коэффициента ψ_s, определяемого по формуле (8.142).

8.2.31. Прогибы железобетонных элементов можно определять по общим правилам строительной механики с использованием вместо кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)$ непосредственно изгибных жесткостных характеристик D путем замены упругих изгибных характеристик EI в расчетных зависимостях на указанные характеристики D, вычисляемые по формулам, приведенным в п.п. 8.2.27 и 8.2.31.

При совместном действии кратковременной и длительной нагрузок полный прогиб элементов без трещин и с трещинами в растянутой зоне определяют путем суммировании прогибов от соответствующих нагрузок по аналогии с суммированием кривизны согласно по п. 8.2.24, принимая жесткостные характеристики D в зависимости от указанной в этом пункте принятой продолжительности действия рассматриваемой нагрузки.

Допускается при определении жесткостных характеристик D элементов с трещинами в растянутой зоне принимать коэффициент ψ_s=1. В этом случае при совместном действии кратковременной и длительной нагрузок полный прогиб изгибаемых элементов с трещинами определяют путем суммирования прогибов от непродолжительного действия кратковременной нагрузки и от продолжительного действия длительной нагрузки с учетом соответствующих значений жесткостных характеристик D, т.е. подобно тому, как это принято для элементов без трещин.

Определение кривизны железобетонных элементов на основе нелинейной деформационной модели

8.2.32. Полную кривизну железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне сечения определяют по формуле (8.144), а на участках с трещинами в растянутой зоне сечения - по формуле (8.145).

Значения кривизн, входящих в формулы (8.144) и (8.145), определяют из решения системы уравнений (8.26) - (8.30). При этом для элементов с нормальными трещинами в растянутой зоне напряжение в арматуре, пересекающей трещины, определяют по формуле

$$\sigma_{sj} = \frac{E_{sj} \cdot \nu_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}}{\psi_{sj}} \quad , \qquad (8.\ 167)$$

где

$$\psi_{sj} = 1 - \frac{1}{1 + 0{,}8\dfrac{\varepsilon_{sj,crc}}{\varepsilon_{sj}}} \quad . \qquad (8.\ 168)$$

Здесь $\varepsilon_{sj,crc}$- относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин;

ε_{sj} -усредненная относительная деформация растянутой арматуры, пересекающей трещины, в рассматриваемой стадии расчета.

При определении кривизн от непродолжительного действия нагрузки в расчете используют диаграммы кратковременного деформирования сжатого и растянутого бетона, а при определении кривизн от продолжительного действия нагрузки - диаграммы длительного деформирования бетона с расчетными характеристиками для предельных состояний второй группы.

Для частных случаев действия внешней нагрузки (изгиб в двух плоскостях, изгиб в плоскости оси симметрии поперечного сечения элемента и т.п.) кривизны, входящие в формулы (8.144) и (8.145) определяют из решения систем уравнений, указанных в п.п. 8.1.26 – 8.1.28.

9. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

9.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ.

9.1.1. Предварительные напряжения арматуры σ_{sp} принимают не более $0{,}9R_{s,n}$ для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры и не более $0{,}8R_{s,n}$ для холоднодеформированной арматуры и арматурных канатов.

9.1.2. При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения – до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия натяжения на бетон (вторые потери).

Первые потери предварительного напряжения включают потери от релаксации предварительных напряжений в арматуре, потери от температурного

перепада при термической обработке конструкций, потери от деформации анкеров и деформации формы (упоров).

Вторые потери предварительного напряжения включают потери от усадки и ползучести бетона.

9.1.3. Потери от релаксации напряжений арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$ определяют по формулам:

для арматуры классов А600 – А1000 при способе натяжения:

механическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}1\sigma_{sp} - 2{,}0$; (9. 1)

электротермическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}03\sigma_{sp}$; (9. 2)

для арматуры классов В$_{\text{р}}$1200 – В$_{\text{р}}$1500, К1400, К1500 при способе натяжения:

механическом - $\Delta\sigma_{sp1} = (0{,}22\dfrac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0{,}1)\cdot\sigma_{sp}$; (9. 3)

электротермическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}05\sigma_{sp}$. (9. 4)

Здесь σ_{sp} принимается без потерь в МПа.

При отрицательных значениях $\Delta\sigma_{sp1}$ принимают $\Delta\sigma_{sp1} = 0$.

При наличии более точных данных о релаксации арматуры допускается принимать иные значения потерь от релаксации.

9.1.4. Потери $\Delta\sigma_{sp2}$ от температурного перепада $\Delta t^{o}C$, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения при нагреве бетона, принимают равными

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1{,}25\Delta t \text{ (МПа).} \qquad (9.\ 5)$$

При отсутствии точных данных по температурному перепаду допускается принимать $\Delta t = 65\ ^{o}C$.

При наличии более точных данных о температурной обработке конструкции допускается принимать иные значения потерь от температурного перепада.

9.1.5. Потери от деформации стальной формы (упоров) $\Delta\sigma_{sp3}$ при неодновременном натяжении арматуры на форму определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp3} = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{\Delta l}{l} E_s \quad , \qquad (9.\ 6)$$

где n - число стержней (групп стержней), натягиваемых неодновременно;

Δl - сближение упоров по линии действия усилия натяжения арматуры, определяемое из расчета деформации формы;

l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных о конструкции формы и технологии изготовления допускается принимать $\Delta\sigma_{sp3}$=30 МПа.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации формы не учитываются.

9.1.6. Потери от деформации анкеров натяжных устройств $\Delta\sigma_{sp4}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s \quad , \qquad (9.\ 7)$$

где Δl - обжатие анкеров или смещение стержня в зажимах анкеров;

l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных допускается принимать $\Delta l = 2$ мм.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации анкеров не учитывают.

9.1.7. Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s \quad , \qquad (9.\ 8)$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ - деформации усадки бетона, значения которых можно приближенно принимать в зависимости от класса бетона равными:

0,0002 – для бетона классов В35 и ниже;

0,00025 – для бетона класса В40;

0,0003 – для бетона классов В45 и выше.

Допускается потери от усадки бетона определять более точными методами.

9.1.8. Потери от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp6}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0{,}8 \cdot \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bpj}}{1 + \alpha \cdot \mu_{spj} \cdot \left(1 + \frac{y_{sj}^{\ 2} \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) \cdot \left(1 + 0{,}8 \cdot \varphi_{b,cr}\right)}, \qquad (9.\ 9)$$

где $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно п. 6.1.16;

σ_{bpj} - напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой j-ой группы стержней напрягаемой арматуры;

y_{sj} - расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента;

A_{red}, I_{red} - площадь приведенного сечения элемента и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения;

μ_{spj} - коэффициент армирования, равный A_{spj} / A, где A и A_{spj} - площади поперечного сечения соответственно элемента и рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры.

Допускается потери от ползучести бетона определять более точными методами.

Напряжения σ_{bpj} определяют по правилам расчета упругих материалов, принимая приведенное сечение элемента, включающее площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом приведения арматуры к бетону $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$, согласно п. 9.1.10.

9.1.9. Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры (по п.п. 9.1.3 – 9.1.6) определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \sum_{i=1}^{i=4} \Delta\sigma_{spi}, \qquad (9.\ 10)$$

где i - номер потерь предварительного напряжения. Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь равно:

$$P_{(1)} = \sum_{j} (A_{spj} \cdot \sigma_{sp(1)j}), \qquad (9.\ 11)$$

где A_{spj} и $\sigma_{sp(1)j}$ - площадь сечения j-ой группы стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента и предварительное напряжение в группе с учетом первых потерь

$$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(1)j} \ .$$

Здесь σ_{spj} - начальное предварительное напряжение рассматриваемой группы стержней арматуры.

Полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры (по п.п. 9.1.3 – 9.1.8) определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sum_{i=1}^{i=6} \Delta\sigma_{spi} \quad . \qquad (9.\ 12)$$

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь равно

$$P_{(2)} = \sum_{j} (A_{spj} \cdot \sigma_{sp(2)j}) \quad , \qquad (9.\ 13)$$

где $$\sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)j} \ .$$

При проектировании конструкций полные суммарные потери $\Delta\sigma_{sp(2)j}$ для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа.

При определении усилия предварительного обжатия бетона P с учетом полных потерь напряжений следует учитывать сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре, численно равные сумме потерь от усадки и ползучести бетона на уровне этой арматуры.

9.1.10. Предварительные напряжения в бетоне σ_{bp} при передаче усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$, определяемого с учетом первых потерь, не должны превышать: если напряжения уменьшаются или не изменяются при действии внешних нагрузок - $0{,}9R_{bp}$, если напряжения увеличиваются при действии внешних нагрузок - $0{,}7R_{bp}$.

Напряжения в бетоне σ_{bp} определяют по формуле

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)} \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y}{I_{red}} \quad , \qquad (9.\ 14)$$

где $P_{(1)}$ - усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь;

M - изгибающий момент от внешней нагрузки, действующий в стадии обжатия (собственный вес элемента);

y - расстояние от центра тяжести сечения до рассматриваемого волокна.

e_{op} - эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

9.1.11. Длину зоны передачи предварительного напряжения на бетон для арматуры без дополнительных анкерующих устройств определяют по формуле

$$l_p = \frac{\sigma_{sp} \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} \quad , \qquad (9.\ 15)$$

но не менее $10 d_s$ и 200 мм, а для арматурных канатов также не менее 300 мм.

В формуле (9.15):

σ_{sp} - предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь;

R_{bond} - сопротивление сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, отвечающее передаточной прочности бетона и определяемое согласно п. 10.3.24;

A_s, u_s - площадь и периметр стержня арматуры.

Передачу предварительного напряжения с арматуры на бетон рекомендуется осуществлять плавно.

9.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ.

Общие положения

9.2.1. Расчет предварительно напряженных элементов производят для стадии эксплуатации на действие изгибающих моментов и поперечных сил от внешних нагрузок и для стадии предварительного обжатия на действие усилий от предварительного натяжения арматуры и усилий от внешних нагрузок, действующих в стадии обжатия.

9.2.2. Расчет по прочности преднапряженных элементов при действии изгибающих моментов следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси.

Расчет по прочности нормальных сечений в общем случае производят на основе нелинейной деформационной модели согласно п. 9.2.13 – 9.2.15.

Допускается расчет железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней элемента, при действии усилий в плоскости симметрии нормальных сечений производить на основе предельных усилий согласно п.п. 9.2.7 – 9.2.12.

9.2.3. Для железобетонных элементов, у которых предельное усилие по прочности оказывается меньше предельного усилия по образованию трещин, площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15% или должна удовлетворять расчету по прочности на действие момента образования трещин.

9.2.4. Расчет преднапряженных элементов в стадии обжатия производят как при внецентренном сжатии усилием предварительного обжатия в предельном состоянии согласно п.п. 9.2.10 – 9.2.12.

9.2.5. Расчет предварительно напряженных элементов по прочности при действии поперечных сил (расчет по наклонным сечениям) и местном действии нагрузки (расчеты на смятие и продавливание) следует производить согласно указаниям раздела 8.1

9.2.6. При расчете предварительно напряженных элементов по прочности следует учитывать возможные отклонения предварительного напряжения, определяемого согласно п. 9.1.9, путем умножения значений σ_{spj} (или усилия обжатия P_j) для рассматриваемого j-го стержня или группы стержней напрягаемой арматуры на коэффициент γ_{sp}.

Значения коэффициента γ_{sp} принимают равными:

0,9 – при благоприятном влиянии предварительного напряжения;

1,1 – при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения.

Расчет предварительно напряженных элементов на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации по предельным усилиям.

9.2.7. Расчет по прочности нормальных сечений следует производить согласно указаниям раздела 8.1 с учетом дополнительных указаний пп. 9.2.8 – 9.2.9. При этом в формулах раздела 8.1 обозначения площадей сечения A_s и $A_s^{'}$ следует относить как к напрягаемой, так и к ненапрягаемой арматуре.

Допускается принимать для растянутой арматуры с условным пределом текучести напряжения выше R_s , но не более 1,1R_s в зависимости от соотношения ξ и ξ_R (п. 9.2.8).

9.2.8. Значения относительной деформации арматуры растянутой зоны $\varepsilon_{s,el}$ при вычислении значения граничной высоты сжатой зоны бетона ξ_R следует определять по формулам

- для арматуры с условным пределом текучести

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}; \qquad (9.\ 16)$$

где σ_{sp} - предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 0{,}9$; 400 – в МПа.

- для ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} \ .$$

9.2.9. Для напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой зоне, расчетное сопротивление сжатию R_{sc} следует заменить напряжением σ_{sc}, равным:

$500 - \sigma'_{sp}$ - при учете коэффициента условий работы бетона $\gamma_{b1} = 0{,}9$ (п. 6.1.11);

$400 - \sigma'_{sp}$ - при $\gamma_{b1} = 1{,}0$.

Здесь σ'_{sp} – в МПа.

Значения σ'_{sp} определяют с коэффициентом $\gamma_{sp} = 1{,}1$.

Во всех случаях напряжение σ_{sc} принимают не более R_{sc}.

Расчет предварительно напряженных элементов в стадии предварительного обжатия.

9.2.10. При расчете элемента в стадии предварительного обжатия усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчет как внешняя продольная сила, равная

$$N_p = (\sigma'_{sp} - 330)A'_{sp} + \sigma_{sp} \cdot A_{sp} \ , \qquad (9.\ 17)$$

где A'_{sp} и A_{sp} - площади сечения напрягаемой арматуры, расположенной соответственно в наиболее обжатой и в растянутой (менее обжатой) зонах сечения;

σ'_{sp} и σ_{sp} - предварительные напряжения с учетом первых потерь и коэффициента γ_{sp}=1,1 в арматуре с площадью сечения A'_{sp} и A_{sp} .

9.2.11. Расчет по прочности элементов прямоугольного сечения в стадии предварительного обжатия производят из условия

$$N_p \cdot e_p \le R_b \cdot b \cdot x(h_o - 0{,}5x) + R_{sc} \cdot A'_s(h_o - a') \ , \qquad (9.\ 18)$$

где

e_p - расстояние от точки приложения продольной силы N_p с учетом влияния изгибающего момента M от внешней нагрузки, действующей в стадии изготовления (собственный вес элемента), до центра тяжести сечения ненапрягаемой арматуры растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) от этих усилий (рис. 9.1), определяемое по формуле

$$e_p = e_{op} + 0{,}5h - a \pm \frac{M}{N_p}, \qquad (9.\ 19)$$

e_{op} - расстояние от точки приложения силы N_p до центра тяжести сечения элемента;

R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию, принимаемое по линейной интерполяции (табл. 6.2) как для класса бетона по прочности на сжатие, численно равного передаточной прочности бетона R_{bp};

R_{sc} - расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию, принимаемое в стадии предварительного обжатия не более 330 МПа;

$A_s^{'}$ - площадь сечения ненапрягаемой арматуры, расположенной в наиболее сжатой зоне сечения элемента.

Высоту сжатой зоны бетона определяют в зависимости от величины ξ_R, определяемой по формуле (8.1) с подстановкой в нее значения $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$, где R_s - расчетное сопротивление растянутой ненапрягаемой арматуры A_S, и $\varepsilon_{b,ult} = 0{,}003$:

а) при $\xi = \frac{x}{h_o} \le \xi_R$ (рис. 9.1) по формуле

$$x = \frac{N_p + R_s A_s - R_{sc} \cdot A_s^{'}}{R_b \cdot b}, \qquad (9.\ 20)$$

б) при $\xi = \frac{x}{h_o} > \xi_R$ (где x - см. поз. *а*) по формуле

$$x = \frac{N_p + R_s A_s \cdot \frac{1+\xi_R}{1-\xi_R} - R_{sc} \cdot A_s^{'}}{R_b \cdot b + \frac{2R_s A_s}{h_o(1+\xi_R)}} \quad . \qquad (9.\ 21)$$

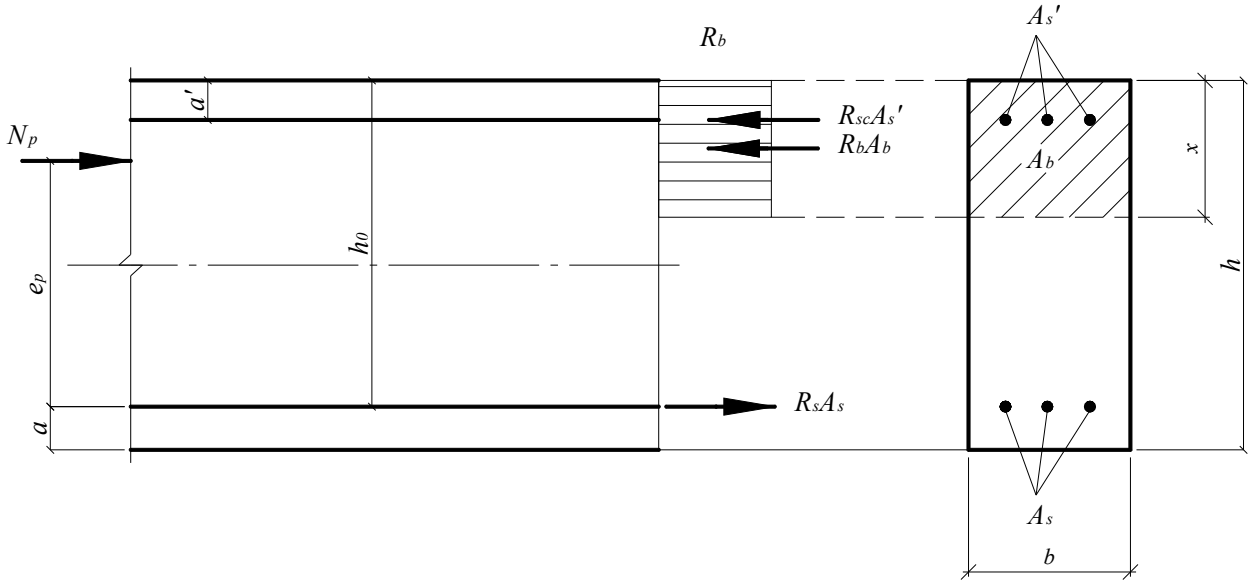


Рис. 9. 1. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого предварительно напряженного элемента при его расчете по прочности в стадии обжатия

9.2.12. Расчет по прочности элементов таврового и двутаврового сечений в стадии предварительного обжатия производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 8.2, а), т.е. соблюдается условие

$$N_p \le R_b \cdot b_f^{'} h_f^{'} - R_s A_s + R_{sc} A_s^{'} \quad , \qquad (9.\ 22)$$

расчет производят как для прямоугольного сечения шириной $b_f^{'}$ согласно п. 9.2.11;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис.8.2, б), т.е. условие (9.22) не соблюдается, расчет производят из условия

$$N_p \cdot e_p = R_b \cdot b \cdot x(h_o - 0{,}5x) + R_b(b_f^{'} - b) \cdot h_f^{'}(h_o - 0{,}5h_f^{'}) + R_{sc} A_s^{'}(h_o - a^{'}), \qquad (9.\ 23)$$

где $e_p = e_{op} + z_s \pm \frac{M}{N_p}$; e_{op} - см. п. 9.2.11;

z_s - расстояние от центра тяжести сечения элемента до растянутой (наименее сжатой) ненапрягаемой арматуры.

Высоту сжатой зоны определяют по формулам:

а) при $\xi = \frac{x}{h_o} \le \xi_R$ (ξ_R - см. п. 9.2.11)

$$x = \frac{N_p + R_s A_s - R_{sc} A_s^{'} - R_b (b_f{'} - b) h_f^{'}}{R_b \cdot b} \; ; \qquad (9.\ 24)$$

б) при $\xi = \frac{x}{h_o} \rangle \xi_R$

$$x = \frac{N_p + R_s A_s \cdot \frac{1+\xi_R}{1-\xi_R} - R_{sc} A_s^{'} - R_b (b_f{'} - b) h_f^{'}}{R_b \cdot b + \frac{2 R_s A_s}{h_o (1-\xi_R)}} \; . \qquad (9.\ 25)$$

Расчет по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели

9.2.13. При расчете по прочности на основе нелинейной деформационной модели усилия и деформации в сечении, нормальном к продольной оси элемента, определяют с использованием основных положений, указанных в п.п. 8.1.20 – 8.1.22.

9.2.14. При расчете нормальных сечений по прочности (рис.9.2) в общем случае используют:

- уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sxj} + \sum_i \sigma_{si} \cdot A_{si} \cdot Z_{sxi} \; ; \qquad (9.\ 26)$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{syj} + \sum_i \sigma_{si} \cdot A_{si} \cdot Z_{syi} \; ; \qquad (9.\ 27)$$

$$N = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} + \sum_i \sigma_{si} \cdot A_{si} \; ; \qquad (9.\ 28)$$

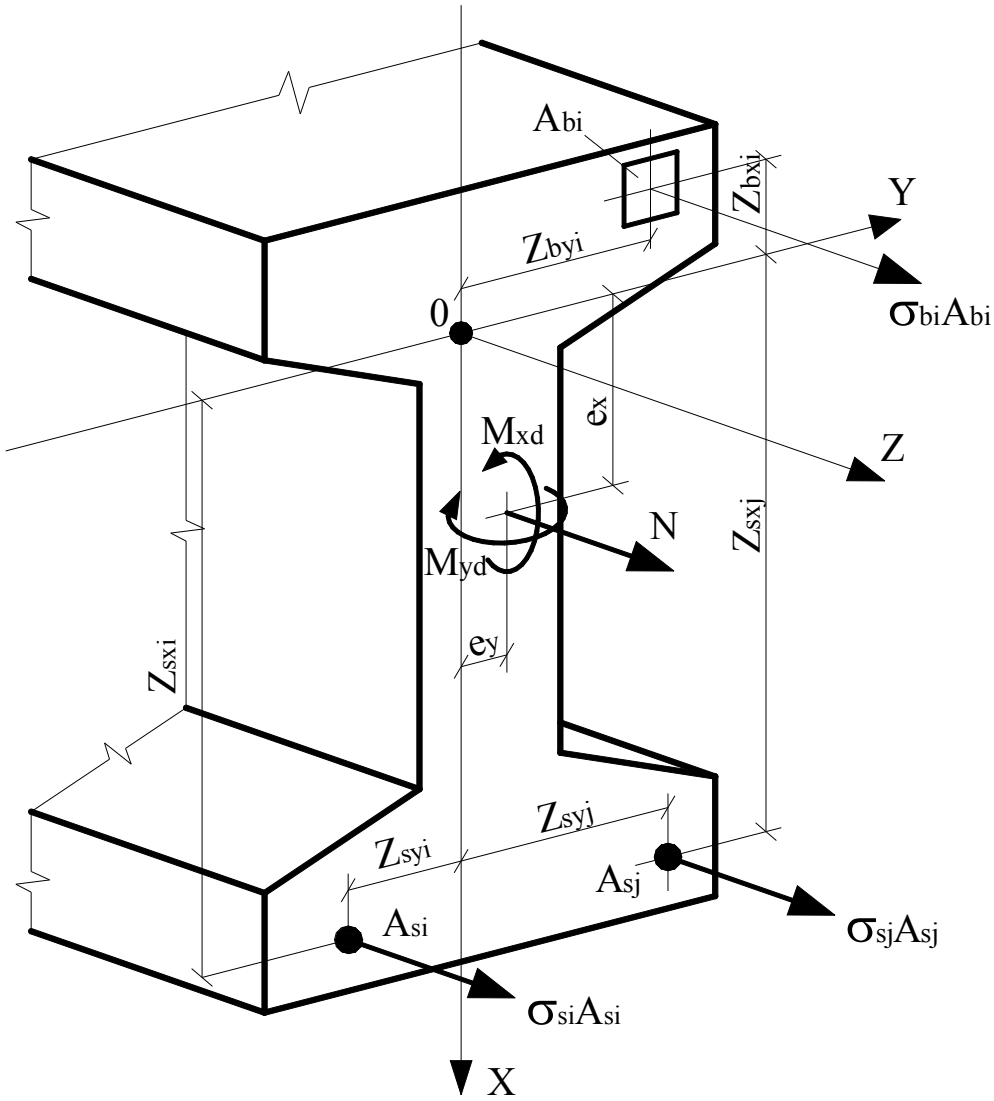


Рис. 9. 2. Расчетная схема нормального сечения предварительно напряженного железобетонного элемента

- уравнения, определяющие распределение деформаций от действия внешней нагрузки по сечению элемента

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{bxi} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{byi}; \qquad (9.\ 29)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{syj}; \qquad (9.\ 30)$$

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{sxi} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{syi}; \qquad (9.\ 31)$$

- зависимости, связывающие напряжения и относительные деформации бетона и арматуры:

бетона

$$\sigma_{bi} = E_b \cdot \nu_{bi} \cdot \varepsilon_{bi}; \qquad (9.\ 32)$$

ненапрягаемой арматуры

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \cdot \nu_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}; \qquad (9.\ 33)$$

напрягаемой арматуры

$$\sigma_{si} = E_{si} \cdot \nu_{si} (\varepsilon_{si} + \varepsilon_{spi}). \qquad (9.\ 34)$$

В уравнениях (9.26) - (9.34) :

A_{si}, Z_{sxi}, Z_{syi}, σ_{si} - площадь, координаты центра тяжести *i*-го стержня напрягаемой арматуры и напряжение в нем;

ε_{si} - относительная деформация *i*-го стержня напрягаемой арматуры от действия внешней нагрузки;

ε_{spi} - относительная деформация предварительного напряжения арматуры с учетом относительных деформаций потерь предварительного напряжения, отвечающих рассматриваемой расчетной стадии;

E_{si} - модуль упругости *i*-го стержня напрягаемой арматуры;

ν_{si} – коэффициент упругости *i*-го стержня ненапрягаемой арматуры, остальные параметры – см. п. 8.1.23.

Значения коэффициентов ν_{bi} и ν_{sj} определяют по указаниям п. 8.1.23, а значения коэффициентов ν_{si} – по формуле

$$\nu_{si} = \frac{\sigma_{si}}{E_{si} \cdot (\varepsilon_{si} + \varepsilon_{spi})} \qquad (9.\ 35)$$

9.2.15. Расчет нормальных сечений железобетонных элементов по прочности производят из условий, приведенных в п. 8.1.24.

9.3. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

9.3.1. Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по раскрытию трещин;
- расчет по деформациям.

9.3.2. Расчет по образованию трещин производят для проверки необходимости расчета по раскрытию трещин, а также для проверки необходимости учета трещин при расчете по деформациям.

Требования по отсутствию трещин предъявляют к предварительно напряженным конструкциям, у которых при полностью растянутом сечении должна быть обеспечена непроницаемость (находящихся под давлением жидкости или газов, испытывающих воздействие радиации и т.п.), к уникальным конструкциям, а также к конструкциям при воздействии сильно агрессивной среды.

9.3.3. При расчете по предельным состояниям второй группы нагрузки принимают с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}0$.

9.3.4. Расчет изгибаемых предварительно напряженных элементов по предельным состояниям второй группы производят как при внецентренном сжатии на совместное действие усилий от внешней нагрузки M и продольной силы N_p, равной усилию предварительного обжатия P.

РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

9.3.5. Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по раскрытию трещин производят исходя из общих положений, указанных в разделе 8.2 и с учетом указаний п.п. 9.3.6 – 9.3.10.

Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси элемента

9.3.6. Изгибающий момент M_{crc} при образовании трещин следует определять согласно п. 9.3.7 или по деформационной модели согласно п. 9.3.10.

9.3.7. Определение момента образования трещин производят с учетом неупругих деформаций растянутого бетона согласно п. 8.2.8.

Допускается момент образования трещин определять без учета неупругих деформаций растянутого бетона по указаниям п. 9.3.8. Если при этом условия (8.122) и (8.143) не удовлетворяются, то момент образования трещин следует определять с учетом неупругих деформаций растянутого бетона.

9.3.8. Момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов без учета неупругих деформаций растянутого бетона определяют как для сплошного упругого тела по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W \pm P \cdot e_{яр} \qquad (9.\ 36)$$

где

W - момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна ;

$e_{яр} = e_{op} + r$ - расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия P до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется;

e_{op} - то же до центра тяжести приведенного сечения;

r - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки

$$r = \frac{W}{A_{red}}. \qquad (9.\ 37)$$

В формуле (9.36) знак “плюс” принимают, когда направления вращения моментов $P \cdot e_{яр}$ и внешнего изгибающего момента M противоположны; “минус” – когда направления совпадают.

Значения W и A_{red} определяют согласно указаниям раздела 8.2.

9.3.9. Усилие N_{crc} при образовании трещин в центрально растянутых элементах определяют по формуле (8.131) раздела 8.2.

9.3.10. Определение момента образования трещин на основе нелинейной деформационной модели производят исходя из общих положений, приведенных в п.п. 6.1.24, 9.2.13 – 9.2.15, но с учетом работы бетона в растянутой зоне нормального сечения, определяемой диаграммой состояния растянутого бетона согласно п. 6.1.22. Расчетные характеристики материалов принимают для предельных состояний второй группы.

Значение M_{crc} определяют из решения системы уравнений, представленных в п. п. 9.2.13 – 9.2.15, принимая относительную деформацию бетона $\varepsilon_{bt,max}$ у растянутой грани элемента от действия внешней нагрузки, равной предельному значению относительной деформации бетона при растяжении $\varepsilon_{bt,ult}$, определяемому согласно указаниям п. 8.1.30.

Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

9.3.11. Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле (8.132) раздела 8.2, в которой значение напряжений σ_s в растянутой арматуре изгибаемых предварительно напряженных элементов от внешней нагрузки определяют по формуле

$$\sigma_s = \left[\frac{M_p (h_o - y_c)}{I_{red}} - \frac{N_p}{A_{red}} \right] \cdot \alpha_{s1}, \qquad (9.38)$$

где I_{red}, A_{red}, y_c - момент инерции, площадь приведенного поперечного сечения элемента и расстояние от наиболее сжатого волокна до центра тяжести приведенного сечения, определяемые с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры согласно п. 8.2.27, принимая в соответствующих формулах значения коэффициента приведения арматуры к бетону $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$;

N_p - усилие предварительного обжатия (п. 9.3.4);

M_p - изгибающий момент от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия, определяемый по формуле

$$M_p = M \pm N_p \cdot e_{op} \quad , \qquad (9.39)$$

где e_{op} - расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия N_p до центра тяжести приведенного сечения.

Знак «минус» в формуле (9.39) принимают, когда направления вращений моментов M и $N_p \cdot e_{op}$ не совпадают, и «плюс» – когда совпадают.

Допускается напряжение σ_s определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M - N_p \cdot (z - e_{sp})}{z \cdot A_s} \quad , \qquad (9.40)$$

где z - расстояние от центра тяжести арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента;

e_{sp} - расстояние от центра тяжести той же арматуры до точки приложения усилия N_p.

Для элементов прямоугольного поперечного сечения при отсутствии (или без учета) сжатой арматуры значение z определяют по формуле

$$z = h_o - \frac{x_N}{3} \quad . \qquad (9.41)$$

где x_N - высота сжатой зоны, определяемая согласно п. 8.2.28 с учетом действия усилия предварительного обжатия N_p .

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения допускается значение z принимать равным $0{,}7h_o$.

Напряжения σ_s, определяемые по формулам (9.38), (9.40), не должны превышать ($R_{s,ser}$–σ_{sp}).

РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

9.3.12. Расчет предварительно напряженных элементов по деформациям производят согласно указаний п.п. 8.2.19 – 8.2.32 и с учетом дополнительных указаний пп. 9.3.13 – 9.3.15.

9.3.13. Полную кривизну изгибаемых предварительно напряженных элементов для вычисления их прогибов определяют по указаниям п. 8.2.24, при этом значения кривизн $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ в формулах (8.144), (8.145) определяют согласно указаниям п.9.3.14 с учетом усилия предварительного обжатия.

Допускается при определении кривизны учитывать влияние деформаций усадки и ползучести бетона в стадии предварительного обжатия.

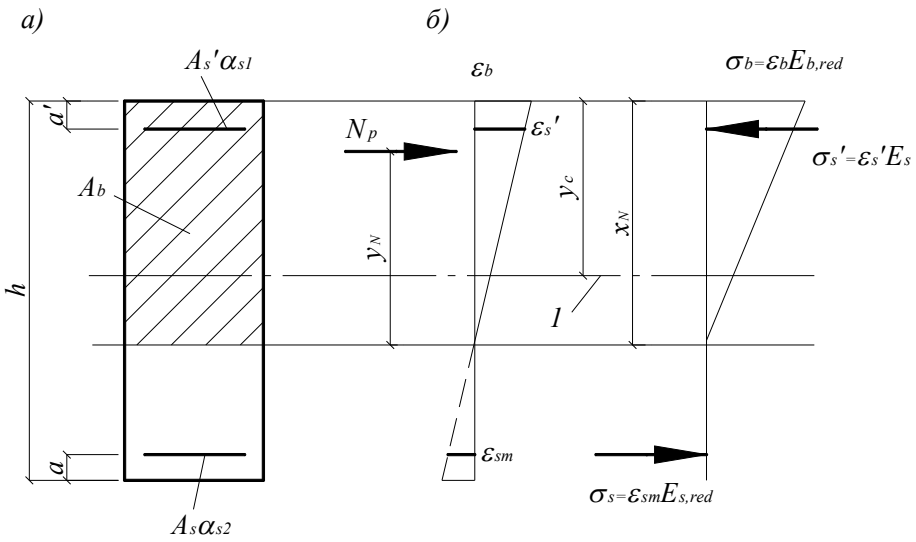
9.3.14. Кривизну изгибаемых предварительно напряженных элементов $\frac{1}{r}$ от действия соответствующих нагрузок определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M - N_p \cdot e_{op}}{D} \quad , \qquad (9.\ 42)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки ;

N_p и e_{op} - усилие предварительного обжатия и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

D - изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по указаниям раздела 8.2 как для внецентренно сжатого усилием предварительного обжатия элемента с учетом изгибающего момента от внешней нагрузки (рис. 9.3).



1 - уровень центра тяжести приведенного без учета растянутой зоны бетона поперечного сечения

Рис. 9. 3. Приведенное поперечное сечение (а) и схема напряженно-деформированного состояния изгибаемого предварительно напряженного элемента с трещинами (б) при его расчете по деформациям

9.3.15. Кривизну изгибаемых предварительно напряженных элементов допускается определять по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M - N_p \cdot z_p}{E_{s,red} \cdot A_s \cdot z(h_o - x_N)} \quad , \qquad (9.\ 43)$$

где z_p - расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне;

z - расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне;

x_N - высота сжатой зоны с учетом влияния предварительного обжатия.

Высоту сжатой зоны определяют как для изгибаемых элементов без преднапряжения согласно п. 8.2.28 с умножением значения μ_s на $1 + \frac{N_p}{M_p} \cdot z$.

Значения z_p и z допускается определять, принимая расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне до наиболее сжатого волокна сечения равным $0{,}3h_o$.

Определение кривизны предварительно напряженных элементов на основе нелинейной деформационной модели

9.3.16. Полную кривизну изгибаемых предварительно напряженных элементов на участках без трещин в растянутой зоне сечения определяют по формуле (8.144), а на участках с трещинами в растянутой зоне сечения - по формуле (8.145).

Значения кривизн, входящих в формулы (8.144) и (8.145), определяют из решения системы уравнений (9.26) - (9.28) с учетом указаний п.п. 9.2.13. При этом для элементов с нормальными трещинами в растянутой зоне напряжение в напрягаемой арматуре, пересекающей трещины, определяют по формуле

$$\sigma_{si} = \left(\frac{E_{si} \cdot \varepsilon_{si}}{\psi_{si}} + E_{si} \cdot \varepsilon_{spi} \right) \cdot \nu_{si} \quad , \qquad (9.\ 44)$$

а в ненапрягаемой арматуре

$$\sigma_{sj} = \frac{E_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}}{\psi_{sj}} \quad , \qquad (9.\ 45)$$

где

$$\psi_{si(j)} = \frac{1}{1 + 0{,}8 \cdot \dfrac{\varepsilon_{si(j),crc}}{\varepsilon_{si(j)}}} \quad . \qquad (9.\ 46)$$

Здесь $\varepsilon_{si(j),crc}$ - относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной от действия внешней нагрузки сразу после образования трещин;

$\varepsilon_{si(j)}$ - усредненные относительные деформации растянутой арматуры, пересекающей трещины, в рассматриваемой стадии;

ε_{spi} - относительная деформация предварительного напряжения арматуры.

При определении кривизны от непродолжительного действия нагрузки в расчете используют диаграммы кратковременного деформирования сжатого и растянутого бетона, а при определении кривизны от продолжительного действия нагрузки - диаграммы длительного деформирования бетона с расчетными характеристиками для предельных состояний второй группы.

10. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

10.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

10.1.1. Для обеспечения безопасности и эксплуатационной пригодности бетонных и железобетонных конструкций помимо требований к расчету следует также выполнять конструктивные требования к геометрическим размерам и армированию.

Конструктивные требования устанавливают для тех случаев, когда:

расчетом не представляется возможным достаточно точно и определенно полностью гарантировать сопротивление конструкции внешним нагрузкам и воздействиям;

конструктивные требования определяют граничные условия, в пределах которых могут быть использованы принятые расчетные положения;

конструктивные требования обеспечивают выполнение технологии изготовления бетонных и железобетонных конструкций.

10.2. ТРЕБОВАНИЯ К ГЕОМЕТРИЧЕСКИМ РАЗМЕРАМ

10.2.1. Геометрические размеры бетонных и железобетонных конструкций должны быть не менее величин, обеспечивающих:

- возможность размещения арматуры, анкеровки и совместной работы с бетоном, с учетом требований раздела 10.3;
- ограничение гибкости сжатых элементов;
- требуемые показатели качества бетона в конструкции (ГОСТ 4.250).

10.2.2. Размеры сечений внецентренно сжатых элементов для обеспечения их жесткости рекомендуется принимать такими, чтобы их гибкость $\frac{l_o}{i}$ в любом направлении не превышала:

200 - для железобетонных элементов;

120 – для колонн, являющихся элементами зданий;

90 - для бетонных элементов.

10.2.3. В конструкциях зданий и сооружений следует предусматривать их разрезку постоянными и временными температурно-усадочными швами, расстояния между которыми назначают в зависимости от климатических условий, конструктивных особенностей сооружения, последовательности производства работ и т.п.

При неравномерной осадке фундаментов следует предусматривать разделение конструкций осадочными швами.

10.3. ТРЕБОВАНИЯ К АРМИРОВАНИЮ

Защитный слой бетона

10.3.1. Защитный слой бетона должен обеспечивать:

- совместную работу арматуры с бетоном;
- анкеровку арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов;
- сохранность арматуры от воздействий окружающей среды (в том числе при наличии агрессивных воздействий):
- огнестойкость конструкций.

10.3.2. Толщину защитного слоя бетона следует принимать исходя из требований раздела 10.3 с учетом роли арматуры в конструкциях (рабочая или конструктивная), типа конструкций (колонны, плиты, балки, элементы фундаментов, стены и т.п.), диаметра и вида арматуры.

Минимальные значения толщины слоя бетона рабочей арматуры (в том числе арматуры, расположенной у внутренних граней полых элементов кольцевого или коробчатого сечения) следует принимать по табл. 10.1.

Для сборных элементов минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры, указанные в табл. 10.1, уменьшают на 5 мм.

Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры.

Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует также принимать

не менее диаметра стержня арматуры и не менее 10 мм.

В однослойных конструкциях из легкого и поризованного бетонов класса В7,5 и ниже толщина защитного слоя должна составлять не менее 20 мм, а для наружных стеновых панелей (без фактурного слоя) – не менее 25 мм. В однослойных конструкциях из ячеистого бетона толщина защитного слоя во всех случаях принимается не менее 25 мм.

Таблица 10.1.

№ п/п	Условия эксплуатации конструкций зданий	Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее
1	В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20
2	В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25
3	На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30
4	В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки	40

10.3.3. Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи напряжений (см. п. 9.1.11) должна составлять не менее $3d$ и не менее 40 мм – для стержневой арматуры и не менее 20 мм – для арматурных канатов.

10.3.4. В элементах с напрягаемой продольной арматурой, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах, расстояние от поверхности элемента до поверхности канала должно приниматься не менее 40 мм и не менее ширины (диаметра) канала, а до боковых граней – не менее половины высоты (диаметра) канала. При расположении напрягаемой арматуры в пазах или снаружи сечения элемента толщина защитного слоя бетона, образуемого последующим торкретированием или иным способом, должна приниматься не менее 20 мм.

Минимальные расстояния между стержнями арматуры

10.3.5. Минимальные расстояния в свету между стержнями арматуры следует принимать такими, чтобы обеспечить совместную работу арматуры с бетоном и качественное изготовление конструкций, связанное с укладкой и уплотнением бетонной смеси, но не менее наибольшего диаметра стержня, а также не менее:

25 мм – при горизонтальном или наклонном положении стержней при бетонировании – для нижней арматуры, расположенной в один или два ряда;

30 мм – то же для верхней арматуры;

50 мм – то же при расположении нижней арматуры более чем в два ряда (кроме стержней двух нижних рядов), а также при вертикальном положении стержней при бетонировании.

При стесненных условиях допускается располагать стержни группами – пучками (без зазора между ними). При этом расстояния в свету между пучками должны быть также не менее приведенного диаметра стержня, эквивалентного по площади сечения пучка арматуры, принимаемого равным $d_{s,red} = \sqrt{\sum_{i}^{n} d_{si}^2}$,

где d_{si} - диаметр одного стержня в пучке, n - число стержней в пучке.

Продольное армирование

10.3.6. В железобетонных элементах площадь сечения продольной растянутой арматуры, а также сжатой, если она требуется по расчету, в процентах от площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутаврового) сечения на рабочую высоту сечения, $\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$ следует принимать не менее:

0,1% - в изгибаемых, внецентренно растянутых элементах и внецентренно сжатых элементах при гибкости $\frac{l_o}{i} \le 17$ (для прямоугольных сечений

$\frac{l_o}{h} \le 5$);

0,25% - во внецентренно сжатых элементах при гибкости $\frac{l_o}{i} \ge 87$ (для прямоугольных сечений $\frac{l_0}{h} \ge 25$);

для промежуточных значений гибкости элементов значение μ_s определяют по интерполяции.

В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально растянутых элементах минимальную площадь сечения всей продольной арматуры следует принимать вдвое большей указанных выше значений и относить их к полной площади сечения бетона.

10.3.7. В бетонных конструкциях следует предусматривать конструктивное армирование:

- в местах резкого изменения размеров сечения элементов;

- в бетонных стенах под и над проемами;

- во внецентренно сжатых элементах, рассчитываемых по прочности без учета работы растянутого бетона, у граней, где возникают растягивающие напряжения; при этом коэффициент армирования μ_s принимают не менее 0,025%.

10.3.8. В железобетонных линейных конструкциях и плитах наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, обеспечивающие эффективное вовлечение в работу бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций, а также ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры, должны быть не более:

- в железобетонных балках и плитах:

200 мм - при высоте поперечного сечения $h \le 150$ мм;

1,5 h и 400 мм - при высоте поперечного сечения $h > 150$ мм;

- в железобетонных колоннах:

400 мм – в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба;

500 мм – в направлении плоскости изгиба.

В железобетонных стенах расстояния между стержнями вертикальной

арматуры принимают не более 2*t* и 400 мм (*t*- толщина стены), а горизонтальной - не более 400 мм.

10.3.9. В балках и ребрах шириной более 150 мм число продольных рабочих растянутых стержней в поперечном сечении должно быть не менее двух. При ширине элемента 150 мм и менее допускается устанавливать в поперечном сечении один продольный стержень.

10.3.10. В балках до опоры следует доводить стержни продольной рабочей арматуры с площадью сечения не менее 1/2 площади сечения стержней в пролете и не менее двух стержней.

В плитах до опоры следует доводить стержни продольной рабочей арматуры на 1 м ширины плиты с площадью сечения не менее 1/3 площади сечения стержней на 1 м ширины плиты в пролете.

Поперечное армирование

10.3.11. Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также с целью ограничения развития трещин, удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура.

10.3.12. Диаметр поперечной арматуры (хомутов) в вязаных каркасах внецентренно сжатых элементов принимают не менее 0,25 наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее 6 мм.

Диаметр поперечной арматуры в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм.

В сварных каркасах диаметр поперечной арматуры принимают не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры.

10.3.13. В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,5h_o$ и не более 300 мм.

В сплошных плитах, а также в часторебристых плитах высотой менее 300 мм и в балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участке элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать.

В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0{,}75h_o$ и не более 500 мм.

10.3.14. Во внецентренно сжатых линейных элементах, а также в изгибаемых элементах при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры, с целью предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500 мм (d-диаметр сжатой продольной арматуры).

Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5%, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $10d$ и не более 300 мм.

10.3.15. Конструкция хомутов (поперечных стержней) во внецентренно сжатых линейных элементах должна быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегибов, а эти перегибы - на расстоянии не более 400 мм по ширине грани. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

10.3.16. В элементах, на которые действуют крутящие моменты, поперечная арматура (хомуты) должна образовывать замкнутый контур.

10.3.17. Поперечную арматуру в плитах в зоне продавливания в направлении, перпендикулярном сторонам расчетного контура, устанавливают с шагом не более $1/3h_o$ и не более 300 мм. Стержни, ближайшие к контуру грузовой площади, располагают не ближе $\frac{h_o}{3}$ и не далее $\frac{h_o}{2}$ от этого контура. При этом ширина зоны постановки поперечной арматуры (от контура грузовой площади) должна быть не менее $1{,}5h_o$.

Расстояния между стержнями поперечной арматуры в направлении, параллельном сторонам расчетного контура, принимают не более 1/4 длины соответствующей стороны расчетного контура.

10.3.18. Расчетную поперечную арматуру в виде сеток косвенного армирования при местном сжатии (смятии) располагают в пределах расчетной площади $A_{b,max}$ (п. 8.1.43). При расположении грузовой площади у края элемента сетки косвенного армирования располагают по площади с размерами в каждом направлении не менее суммы двух взаимно перпендикулярных сторон грузовой площади (рис. 8.9).

По глубине сетки располагают:

- при толщине элемента более удвоенного большего размера грузовой площади - в пределах удвоенного размера грузовой площади;
- при толщине элемента менее удвоенного большего размера грузовой площади - в пределах толщины элемента.

10.3.19. Поперечная арматура, предусмотренная для восприятия поперечных сил и крутящих моментов, должна иметь надежную анкеровку по концам путем приварки или охвата продольной арматуры, обеспечивающую равнопрочность соединений и поперечной арматуры.

10.3.20. У концов предварительно напряженных элементов на длине не менее 0,6 длины зоны передачи предварительного напряжения l_p следует предусматривать установку дополнительной поперечной или косвенной арматуры, охватывающей напрягаемую арматуру.

Анкеровка арматуры

10.3.21. Анкеровку арматуры осуществляют одним из следующих способов или их сочетанием:

- в виде прямого окончания стержня (прямая анкеровка);
- с загибом на конце в виде крюка, отгиба (лапки) или петли (только для ненапрягаемой арматуры);
- с приваркой или установкой поперечных стержней (только для ненапрягаемой арматуры);

- с применением специальных анкерных устройств на конце стержня.

10.3.22. Прямую анкеровку и анкеровку с лапками допускается применять только для арматуры периодического профиля. Для растянутых гладких стержней следует предусматривать крюки, петли, приваренные поперечные стержни или специальные анкерные устройства.

Лапки, крюки и петли не рекомендуется применять для анкеровки сжатой арматуры, за исключением гладкой арматуры, которая может подвергаться растяжению при некоторых возможных сочетаниях нагрузки.

10.3.23. При расчете длины анкеровки арматуры следует учитывать способ анкеровки, класс арматуры и ее профиль, диаметр арматуры, прочность бетона и его напряженное состояние в зоне анкеровки, конструктивное решение элемента в зоне анкеровки (наличие поперечной арматуры, положение стержней в сечении элемента и др.).

10.3.24. Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления R_s на бетон, определяют по формуле

$$l_{o,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s}, \qquad (10.\ 1)$$

где A_s и u_s - соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

R_{bond} - расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}, \qquad (10.\ 2)$$

здесь R_{bt} - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

η_1 - коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным

- для ненапрягаемой арматуры:

1,5 - для гладкой арматуры;

2,0 – для холоднодеформируемой арматуры периодического профиля;

2,5 - для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

- для напрягаемой арматуры:

1,7 – для холоднодеформированной арматуры периодического профиля класса B_p1500 диаметром 3 мм и арматурных канатов класса К1500 диаметром 6 мм;

1,8 - для холоднодеформированной арматуры класса B_p диаметром 4 мм и более;

2,2 - для арматурных канатов класса К диаметром 9 мм и более;

2,5 – для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры класса А.

η_2 - коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным

- для ненапрягаемой арматуры:

η_2 =1,0 - при диаметре арматуры d_s≤32 мм;

η_2 =0,9 - при диаметре арматуры 36 и 40 мм;

- для напрягаемой арматуры:

η_2 =1,0.

10.3.25. Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяют по формуле

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{o,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \qquad (10.\ 3)$$

где $l_{o,an}$ - базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (10.1);

$A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ - площади поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету и фактически установленная;

α - коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки.

Для ненапрягаемой арматуры при анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами (прямая анкеровка) или гладкой арматуры с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств для растянутых стержней принимают $\alpha = 1{,}0$, а для сжатых - $\alpha = 0{,}75$; для напрягаемой арматуры $\alpha = 1{,}0$.

Допускается уменьшать длину анкеровки стержней ненапрягаемой арматуры в зависимости от количества и диаметра поперечной арматуры, вида анкерующих устройств (приварка поперечной арматуры, загиб концов стержней периодического профиля) и величины поперечного обжатия бетона в зоне анкеровки (например, от опорной реакции), но не более чем на 30%.

В любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее $15d_s$ и 200 мм, а для ненапрягаемых стержней также не менее$0{,}3 \cdot l_{o,an}$.

10.3.26. Усилие, воспринимаемое анкеруемым стержнем арматуры N_s определяют по формуле

$$N_s = R_s \cdot A_s \frac{l_s}{l_{an}} \le R_s \cdot A_s \qquad (10.\ 4)$$

где l_{an} – длина анкеровки, определяемая согласно п. 10.3.25, принимая соотношение $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1$;

l_s - расстояние от конца анкеруемого стержня до рассматриваемого поперечного сечения элемента.

10.3.27. На крайних свободных опорах элементов длина запуска растянутых стержней ненапрягаемой арматуры за внутреннюю грань свободной опоры при выполнении условия $Q \le Q_{b1}$ (см. пп. 8.1.31-8.1.34) должна составлять не менее $5d_s$. Если указанное условие не соблюдается, длину запуска арматуры за грань опоры определяют согласно п.10.3.25.

10.3.28. При устройстве на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок и т.п. площадь контакта анкера с бетоном должна удовлетворять условию прочности бетона на смятие. Кроме того, при проектировании привариваемых анкерных деталей следует учитывать характеристики металла по свариваемости, а также способы и условия сварки.

Соединения ненапрягаемой арматуры

10.3.29. Для соединения ненапрягаемой арматуры принимают один из следующих типов стыков:

а) стыки внахлестку без сварки:

- с прямыми концами стержней периодического профиля;
- с прямыми концами стержней с приваркой или установкой на длине нахлестки поперечных стержней;
- с загибами на концах (крюки, лапки, петли); при этом для гладких стержней применяют только крюки и петли.

б) сварные и механические стыковые соединения:

- со сваркой арматуры;
- с применением специальных механических устройств (стыки с опрессованными муфтами, резьбовыми муфтами и др.).

10.3.30. Стыки арматуры внахлестку (без сварки) применяют при стыковании стержней с диаметром рабочей арматуры не более 40 мм.

На соединения арматуры внахлестку распространяются указания п. 10.3.22.

Стыки растянутой или сжатой арматуры должны иметь длину перепуска (нахлестки) не менее значения длины l_l, определяемого по формуле

$$l_l = \alpha \cdot l_{o,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \qquad (10.5)$$

где $l_{o,an}$ - базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (10.1);

$A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ - см.п. 10.3.25;

α – коэффициент, учитывающий влияние напряженного состояния арматуры, конструктивного решения элемента в зоне соединения стержней,

количества стыкуемой арматуры в одном сечении по отношению к общему количеству арматуры в этом сечении, расстояния между стыкуемыми стержнями.

При соединении арматуры периодического профиля с прямыми концами, а также гладких стержней с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств коэффициент α для растянутой арматуры принимают равным 1,2, а для сжатой арматуры – 0,9. При этом должны быть соблюдены следующие условия:

- относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры периодического профиля должно быть не более 50%, гладкой арматуры (с крюками или петлями) – не более 25%;
- усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой, поставленной в пределах стыка, должно быть не менее половины усилия, воспринимаемого стыкуемой в одном расчетном сечении элемента растянутой рабочей арматурой;
- расстояние между стыкуемыми рабочими стержнями арматуры не должно превышать $4d_s$;
- расстояние между соседними стыками внахлестку (по ширине железобетонного элемента) должно быть не менее 2 d_s и не менее 30 мм.

В качестве одного расчетного сечения элемента, рассматриваемого для определения относительного количества стыкуемой арматуры в одном сечении, принимают участок элемента вдоль стыкуемой арматуры длиной $1{,}3l_l$. Считается, что стыки арматуры расположены в одном расчетном сечении, если центры этих стыков находятся в пределах длины этого участка.

Допускается увеличивать относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры до 100%, принимая значение коэффициента α равным 2,0. При относительном количестве стыкуемой в одном расчетном сечении арматуры периодического профиля более 50% и гладкой арматуры более 25% значения коэффициента α определяют по линейной

интерполяции.

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

В любом случае фактическая длина перепуска должна быть не менее $0{,}4\alpha \cdot l_{o,an}$, не менее 20 d_s и не менее 250 мм.

10.3.31. При соединении арматуры с использованием сварки выбор типов сварного соединения и способов сварки производят с учетом условий эксплуатации конструкции, свариваемости стали и требований по технологии изготовления в соответствии с действующими нормативными документами (ГОСТ 14098).

10.3.32. При использовании для стыков арматуры механических устройств в виде муфт (муфты на резьбе, опрессованные муфты и т.д.) несущая способность муфтового соединения должна быть такой же, что и стыкуемых стержней (соответственно при растяжении или сжатии). Концы стыкуемых стержней следует заводить на требуемую длину в муфту, определяемую расчетом или опытным путем.

При использовании муфт на резьбе должна быть обеспечена требуемая затяжка муфт для ликвидации люфта в резьбе.

Гнутые стержни

10.3.33. При применении гнутой арматуры (отгибы, загибы концов стержней) минимальный диаметр загиба отдельного стержня должен быть таким, чтобы избежать разрушения или раскалывания бетона внутри загиба арматурного стержня и его разрушение в месте загиба.

Минимальный диаметр оправки $d_{оп}$ для арматуры принимают в зависимости от диаметра стержня d_s не менее:

- для гладких стержней

$d_{оп} = 2{,}5\ d_s$ при $d_s < 20$ мм;

$d_{оп} = 4\ d_s$ при $d_s \geq 20$ мм;

- для стержней периодического профиля

$d_{оп} = 5\ d_s$ при $d_s < 20$ мм;

$d_{оп} = 8\ d_s$ при $d_s \geq 20$ мм.

10.4. КОНСТРУИРОВАНИЕ ОСНОВНЫХ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

10.4.1. При конструировании основных несущих элементов конструктивной системы (колонн, стен, плит перекрытий и покрытий, фундаментных плит) следует соблюдать общие требования по конструированию железобетонных конструкций разделов 10.2 и 10.3, а также указания настоящего раздела.

10.4.2. Колонны армируют продольной, как правило, симметричной арматурой, расположенной по контуру поперечного сечения и, в необходимых случаях, внутри поперечного сечения, и поперечной арматурой по высоте колонны, охватывающей все продольные стержни и расположенной по контуру и внутри поперечного сечения.

Конструкцию поперечной арматуры в пределах поперечного сечения и максимальные расстояния между хомутами и связями по высоте колонны следует принимать такими, чтобы предотвратить выпучивание сжатых продольных стержней и обеспечить равномерное восприятие поперечных сил по высоте колонны.

10.4.3. Стены рекомендуется армировать, как правило, вертикальной и горизонтальной арматурой, расположенной симметрично у боковых сторон стены, и поперечными связями, соединяющими вертикальную и горизонтальную арматуру, расположенную у противоположных боковых сторон стены.

Максимальное расстояние между вертикальными и горизонтальными стержнями, а также максимальное расстояние между поперечными связями следует принимать такими, чтобы предотвратить выпучивание вертикальных сжатых стержней и обеспечить равномерное восприятие усилий, действующих в стене.

10.4.4. На торцевых участках стены по ее высоте следует устанавливать поперечную арматуру в виде «П»-образных или замкнутых хомутов, создающих

требуемую анкеровку концевых участков горизонтальных стержней и предохраняющих от выпучивания торцевые сжатые вертикальные стержни стен.

10.4.5. Узловые сопряжения стен в местах их пересечения следует армировать по всей высоте стен пересекающимися «П»-образными хомутами, обеспечивающими восприятие концентрированных горизонтальных усилий в узловых сопряжениях стен, а также предохраняющими вертикальные сжатые стержни в узловых сопряжениях от выпучивания и обеспечивающими анкеровку концевых участков горизонтальных стержней.

10.4.6. Армирование пилонов, занимающих по своим геометрическим характеристикам промежуточное положение между стенами и колоннами, производят как для колонн или как для стен в зависимости от соотношения длины и ширины поперечного сечения пилонов.

10.4.7. Количество вертикальной и горизонтальной арматуры в стене следует устанавливать в соответствии с действующими в стене усилиями. При этом рекомендуется предусматривать равномерное армирование по площади стены с увеличением армирования у торцов стены и у проемов.

10.4.8. Армирование плоских плит следует осуществлять продольной арматурой в двух направлениях, располагаемой у нижней и верхней граней плиты, а в необходимых случаях (согласно расчету) и поперечной арматурой, располагаемой у колонн, стен и по площади плиты.

10.4.9. На концевых участках плоских плит следует устанавливать поперечную арматуру в виде «П»-образных хомутов, расположенных по краю плиты, обеспечивающих восприятие крутящих моментов у края плиты и необходимую анкеровку концевых участков продольной арматуры.

10.4.10. Количество верхней и нижней продольной арматуры в плите перекрытий (покрытия) следует устанавливать в соответствии с действующими усилиями. При этом рекомендуется для нерегулярных конструктивных систем с целью упрощения армирования устанавливать: нижнюю арматуру одинаковой по всей площади рассматриваемой конструкции в соответствии с максимальными значениями усилий в пролете плиты; основную верхнюю арматуру принимать такой же, как и нижнюю, а у колонн и стен устанавливать дополнительную

верхнюю арматуру, которая в сумме с основной должна воспринимать опорные усилия в плите. Для регулярных конструктивных систем продольную арматуру рекомендуется устанавливать по надколонным и межколонным полосам в двух взаимно перпендикулярных направлениях в соответствии с действующими в этих полосах усилиями.

Для сокращения расхода арматуры можно также рекомендовать установку по всей площади плиты нижней и верхней арматуры, отвечающей минимальному проценту армирования, а на участках, где действующие усилия превышают усилия, воспринимаемые этой арматурой, устанавливать дополнительную арматуру, в сумме с вышеуказанной арматурой, воспринимающей действующие на этих участках усилия. Такой подход приводит к более сложному армированию перекрытий, требующему более тщательного контроля арматурных работ.

Армирование фундаментных плит следует производить аналогичным образом.

10.4.11. В толстых фундаментных плитах помимо продольной арматуры, устанавливаемой у верхней и нижней грани плиты, следует предусматривать продольную арматуру, располагаемую в средней зоне по толщине плиты.

11. ТРЕБОВАНИЯ К ИЗГОТОВЛЕНИЮ, ВОЗВЕДЕНИЮ И ЭКСПЛУАТАЦИИ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

11.1. БЕТОН

11.1.1. Подбор состава бетонной смеси производят с целью получения бетона в конструкциях, отвечающего техническим показателям, установленным в разделе 6 и принятым в проекте.

За основу при подборе состава бетона следует принимать определяющий для данного вида бетона и назначения конструкции показатель бетона. При этом должны быть обеспечены и другие установленные проектом показатели качества бетона.

Проектирование и подбор состава бетонной смеси по требуемой прочности бетона следует производить, руководствуясь соответствующими нормативными документами (ГОСТ 27006, ГОСТ 26633 и др.).

При подборе состава бетонной смеси должны быть обеспечены требуемые показатели качества (удобоукладываемость, сохраняемость, нерасслаиваемость, воздухосодержание и другие показатели).

Свойства подобранной бетонной смеси должны соответствовать технологии производства бетонных работ, включающей сроки и условия твердения бетона, способы, режимы приготовления и транспортирования бетонной смеси и другие особенности технологического процесса (ГОСТ 7473, ГОСТ 10181).

Подбор состава бетонной смеси следует производить на основе характеристик материалов, используемых для ее приготовления, включающих вяжущие, заполнители, воду и эффективные добавки (модификаторы) (ГОСТ 30515, ГОСТ 23732, ГОСТ 8267, ГОСТ 8736, ГОСТ 24211).

При подборе состава бетонной смеси следует применять материалы с учетом их экологической чистоты (ограничение по содержанию радионуклидов, радона, токсичности и т.п.).

Расчет основных параметров состава бетонной смеси производят с помощью зависимостей, установленных экспериментально.

Подбор состава фибробетона следует производить согласно приведенным выше требованиям с учетом вида и свойств армирующих фибр.

11.1.2. При приготовлении бетонной смеси должна быть обеспечена необходимая точность дозировки входящих в бетонную смесь материалов и последовательность их загружения (СНиП 3.03.01-87).

Перемешивание бетонной смеси следует выполнять так, чтобы обеспечить равномерное распределение компонентов по всему объему смеси. Продолжительность перемешивания принимают в соответствии с инструкциями предприятий – изготовителей бетоно-смесительных установок (заводов) или устанавливают опытным путем.

11.1.3. Транспортирование бетонной смеси следует осуществлять способами и средствами, обеспечивающими сохранность ее свойств и

исключающими ее расслоение, а также загрязнение посторонними материалами. Допускается восстановление отдельных показателей качества бетонной смеси на месте укладки за счет введения химических добавок или использования технологических приемов при условии обеспечения всех других требуемых показателей качества.

11.1.4. Укладку и уплотнение бетона следует выполнять таким образом, чтобы можно было гарантировать в конструкциях достаточную однородность и плотность бетона, отвечающих требованиям, предусмотренным для рассматриваемой строительной конструкции (СНиП 3.03.01-87).

Применяемые способы и режимы формования должны обеспечивать заданную плотность и однородность и устанавливаются с учетом показателей качества бетонной смеси, вида конструкции и изделия и конкретных инженерно-геологических и производственных условий.

Порядок бетонирования следует устанавливать, предусматривая расположение швов бетонирования с учетом технологии возведения сооружения и его конструктивных особенностей. При этом должна быть обеспечена необходимая прочность контакта поверхностей бетона в шве бетонирования, а также прочность конструкции с учетом наличия швов бетонирования.

При укладке бетонной смеси при пониженных положительных и отрицательных или повышенных положительных температурах должны быть предусмотрены специальные мероприятия, обеспечивающие требуемое качество бетона.

11.1.5. Твердение бетона следует обеспечивать без применения или с применением ускоряющих технологических воздействий (с помощью тепловлажностной обработки при нормальном или повышенном давлении).

В бетоне в процессе твердения следует поддерживать расчетный температурно-влажностный режим. При необходимости для создания условий, обеспечивающих нарастание прочности бетона и снижение усадочных явлений, следует применять специальные защитные мероприятия. В технологическом процессе тепловой обработки изделий должны быть приняты меры по снижению

температурных перепадов и взаимных перемещений между опалубочной формой и бетоном.

В массивных монолитных конструкциях следует предусматривать мероприятия по уменьшению влияния температурно-влажностных полей напряжений, связанных с экзотермией при твердении бетона, на работу конструкций.

11.2. АРМАТУРА

11.2.1. Арматура, используемая для армирования конструкций, должна соответствовать проекту и требованиям соответствующих стандартов. Арматура должна иметь маркировку и соответствующие сертификаты, удостоверяющие ее качество.

Условия хранения арматуры и ее перевозки должны исключать механические повреждения или пластические деформации, ухудшающее сцепление с бетоном загрязнение, коррозионные поражения.

11.2.2. Установку вязаной арматуры в опалубочные формы следует производить в соответствии с проектом. При этом должна быть предусмотрена надежная фиксация положения арматурных стержней с помощью специальных мероприятий, обеспечивающая невозможность смещения арматуры в процессе ее установки и бетонирования конструкции.

11.2.3. Отклонения от проектного положения арматуры при ее установке не должны превышать допустимых значений, установленных СНиП 3.03.01-87.

11.2.4. Сварные арматурные изделия (сетки, каркасы) следует изготавливать с помощью контактно-точечной сварки или иными способами, обеспечивающими требуемую прочность сварного соединения и не допускающими снижения прочности соединяемых арматурных элементов (ГОСТ 14098, ГОСТ 10922).

Установку сварных арматурных изделий в опалубочные формы следует производить в соответствии с проектом. При этом должна быть предусмотрена надежная фиксация положения арматурных изделий с помощью специальных

мероприятий, обеспечивающих невозможность смещения арматурных изделий в процессе установки и бетонирования.

Отклонения от проектного положения арматурных изделий при их установке не должны превышать допустимых значений, установленных СНиП 3.03.01-87.

11.2.5. Загиб арматурных стержней следует осуществлять с помощью специальных оправок, обеспечивающих необходимые значения радиуса кривизны.

11.2.6. Сварные стыки арматуры выполняют с помощью контактной, дуговой или ванной сварки. Применяемый способ сварки должен обеспечивать необходимую прочность сварного соединения, а также прочность и деформативность примыкающих к сварному соединению участков арматурных стержней.

11.2.7. Механические соединения (стыки) арматуры следует выполнять с помощью опрессованных и резьбовых муфт. Прочность механического соединения растянутой арматуры должна быть такой же, что и стыкуемых стержней.

11.2.8. При натяжении арматуры на упоры или затвердевший бетон должны быть обеспечены установленные в проекте контролируемые значения предварительного напряжения в пределах допускаемых значений отклонений, установленных нормативными документами или специальными требованиями.

При отпуске натяжения арматуры следует обеспечивать плавную передачу предварительного напряжения на бетон.

11.3. ОПАЛУБКА

11.3.1. Опалубка (опалубочные формы) должна выполнять следующие основные функции: придать бетону проектную форму конструкции, обеспечить требуемый вид внешней поверхности бетона, поддерживать конструкцию пока она не наберет распалубочную прочность и, при необходимости, служить упором при натяжении арматуры.

При изготовлении конструкций применяют инвентарную и специальную, переставную и передвижную опалубку (ГОСТ 23478, ГОСТ 25781).

Опалубку и ее крепления следует проектировать и изготавливать таким образом, чтобы они могли воспринять нагрузки, возникающие в процессе производства работ, позволяли конструкциям свободно деформироваться и обеспечивали соблюдение допусков в пределах, установленных для данной конструкции или сооружения.

Опалубка и крепления должны соответствовать принятым способам укладки и уплотнения бетонной смеси, условиям преднапряжения, твердения бетона и тепловой обработки.

Съемную опалубку следует проектировать и изготавливать таким образом, чтобы была обеспечена распалубка конструкции без повреждения бетона.

Распалубку конструкций следует производить после набора бетоном распалубочной прочности.

Несъемную опалубку следует проектировать как составную часть конструкции.

11.4. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

11.4.1. Изготовление бетонных и железобетонных конструкций включает опалубочные, арматурные и бетонные работы, проводимые в соответствии с указаниями разделов 11.1, 11.2 и 11.3.

Готовые конструкции должны отвечать требованиям проекта и нормативных документов (ГОСТ 13015.0, ГОСТ4.250). Отклонения геометрических размеров должны укладываться в пределах допусков, установленных для данной конструкции.

11.4.2. В бетонных и железобетонных конструкциях к началу их эксплуатации фактическая прочность бетона должна быть не ниже требуемой прочности бетона, установленной в проекте.

В сборных бетонных и железобетонных конструкциях должна быть обеспечена установленная проектом отпускная прочность бетона (прочность бетона при отправке конструкции потребителю), а для преднапряженных конструкций - установленная проектом передаточная прочность (прочность бетона при отпуске натяжения арматуры).

В монолитных конструкциях должна быть обеспечена распалубочная прочность бетона в установленном проектом возрасте (при снятии несущей опалубки).

11.4.3. Подъем конструкций следует осуществлять с помощью специальных устройств (монтажных петель и других приспособлений), предусмотренных проектом. При этом должны быть обеспечены условия подъема, исключающие разрушение, потерю устойчивости, опрокидывание, раскачивание и вращение конструкции.

11.4.4. Условия транспортировки, складирования и хранения конструкций должны отвечать указаниям, приведенным в проекте. При этом должна быть обеспечена сохранность конструкции, поверхностей бетона, выпусков арматуры и монтажных петель от повреждений.

11.4.5. Возведение зданий и сооружений из сборных элементов следует производить в соответствии с проектом производства работ, в котором должны быть предусмотрены последовательность установки конструкций и мероприятия, обеспечивающие требуемую точность установки, пространственную неизменяемость конструкций в процессе их укрупнительной сборки и установки в проектное положение, устойчивость конструкций и частей здания или сооружения в процессе возведения, безопасные условия труда.

При возведении зданий и сооружений из монолитного бетона следует предусматривать последовательности бетонирования конструкций, снятия и перестановки опалубки, обеспечивающие прочность, трещиностойкость и жесткость конструкций в процессе возведения. Кроме этого следует предусматривать мероприятия (конструктивные и технологические, а при необходимости - выполнение расчета), ограничивающие образование и развитие технологических трещин.

Отклонения конструкций от проектного положения не должны превышать допустимых значений, установленных для соответствующих конструкций (колонн, балок, плит) зданий и сооружений (СНиП 3.03.01-87).

11.4.6. Конструкции следует содержать таким образом, чтобы они выполняли свое назначение, предусмотренное в проекте, за весь установленный

срок службы здания или сооружения. Необходимо соблюдать режим эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений, исключающий снижение их несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности вследствие грубых нарушений нормируемых условий эксплуатации (перегрузка конструкций, несоблюдение сроков проведения планово-предупредительных ремонтов, повышение агрессивности среды и т.п.). Если в процессе эксплуатации обнаружены повреждения конструкций, которые могут вызвать снижение ее безопасности и препятствовать ее нормальному функционированию, следует выполнить мероприятия, предусмотренные в разделе 12.

11.5. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА

11.5.1. Контроль качества конструкций должен устанавливать соответствие технических показателей конструкций (геометрических размеров, прочностных показателей бетона и арматуры, прочности, трещиностойкости и деформативности конструкции) при их изготовлении, возведении и эксплуатации, а также параметров технологических режимов производства показателям, указанным в проекте, нормативных документах и в технологической документации (СНиП 3.01.01-85*, ГОСТ 4.250).

Способы контроля качества (правила контроля, методы испытаний) регламентируются соответствующими стандартами и техническими условиями (СНиП 3.03.01-87, ГОСТ 13015.1, ГОСТ 8829, ГОСТ 17625, ГОСТ 22904, ГОСТ 23858).

11.5.2. Для обеспечения требований, предъявляемых к бетонным и железобетонным конструкциям, следует производить контроль качества продукции, включающий в себя входной, операционный, приемочный и эксплуатационный контроль.

11.5.3. Контроль прочности бетона следует производить, как правило, по результатам испытания специально изготовленных или отобранных из конструкции контрольных образцов (ГОСТ 10180, ГОСТ 28570).

Для монолитных конструкций, кроме того, контроль прочности бетона следует производить по результатам испытаний контрольных образцов, изготавливаемых на месте укладки бетонной смеси и хранящихся в условиях, идентичных твердению бетона в конструкции или неразрушающими методами (ГОСТ 18105, ГОСТ 22690, ГОСТ 17624).

Контроль прочности следует производить статистическим методом с учетом фактической неоднородности прочности бетона, характеризуемой величиной коэффициента вариации прочности бетона на предприятии-производителе бетона или на строительной площадке, а также при неразрушающих методах контроля прочности бетона в конструкциях.

Допускается применять нестатистические методы контроля по результатам испытаний контрольных образцов при ограниченном объеме контролируемых конструкций, на начальном этапе их контроля, при дополнительном выборочном контроле на площадке возведения монолитных конструкций, а также при контроле неразрушающими методами. При этом класс бетона устанавливают с учетом указаний п. 12.3.4.

11.5.4. Контроль морозостойкости, водонепроницаемости и плотности бетона следует производить, руководствуясь требованиями ГОСТ 10060.0, ГОСТ 12730.5, ГОСТ 12730.1, ГОСТ 12730.0, ГОСТ 27005.

11.5.5. Контроль показателей качества арматуры (входной контроль) следует производить в соответствии с требованиями стандартов на арматуру и норм оформления актов оценки качества железобетонных изделий.

Контроль качества сварочных работ производят согласно СНиП 3.03.01-87, ГОСТ 10922, ГОСТ 23858.

11.5.6. Оценку пригодности конструкций по прочности, трещиностойкости и деформативности (эксплуатационной пригодности) следует производить по указаниям ГОСТ 8829 путем пробного нагружения конструкции контрольной нагрузкой или путем выборочного испытания нагружением до разрушения отдельных сборных изделий, взятых из партии однотипных конструкций. Оценку пригодности конструкции можно также производить на основе результатов контроля комплекса единичных показателей (для сборных и монолитных конструкций), характеризующих прочность бетона, толщину защитного слоя,

геометрические размеры сечений и конструкций, расположение арматуры и прочность сварных соединений, диаметр и механические свойства арматуры, основные размеры арматурных изделий и величину натяжения арматуры, получаемых в процессе входного, операционного и приемочного контроля.

11.5.7. Приемка бетонных и железобетонных конструкций после их возведения следует осуществлять путем установления соответствия выполненной конструкции проекту (СНиП 3.03.01-87).

12. ТРЕБОВАНИЯ К ВОССТАНОВЛЕНИЮ И УСИЛЕНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

12.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Восстановление и усиление железобетонных конструкций следует производить на основе результатов их натурного обследования, поверочного расчета, расчета и конструирования усиливаемых конструкций.

12.2. НАТУРНЫЕ ОБСЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

Путем натурных обследований в зависимости от задачи должны быть установлены: состояние конструкции, геометрические размеры конструкций, армирование конструкций, прочность бетона, вид и класс арматуры и ее состояние, прогибы конструкций, ширина раскрытия трещин, их длина и расположение, размеры и характер дефектов и повреждений, нагрузки, статическая схема конструкций.

12.3. ПОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЕТЫ КОНСТРУКЦИЙ

12.3.1. Поверочные расчеты существующих конструкций следует производить при изменении действующих на них нагрузок, условий эксплуатации и объемно-планировочных решений, а также при обнаружении серьезных дефектов и повреждений в конструкциях.

На основе поверочных расчетов устанавливают пригодность конструкций к эксплуатации, необходимость их усиления или снижения эксплуатационной нагрузки или полную непригодность конструкций.

12.3.2. Поверочные расчеты необходимо производить на основе проектных материалов, данных по изготовлению и возведению конструкций, а также результатов натурных обследований.

Расчетные схемы при проведении поверочных расчетов следует принимать с учетом установленных фактических геометрических размеров, фактического соединения и взаимодействия конструкций и элементов конструкций, выявленных отклонений при монтаже.

12.3.3. Поверочные расчеты следует производить по несущей способности, деформациям и трещиностойкости. Допускается не производить поверочные расчеты по эксплуатационной пригодности, если перемещения и ширина раскрытия трещин в существующих конструкциях при максимальных фактических нагрузках не превосходят допустимых значений, а усилия в сечениях элементов от возможных нагрузок не превышают значений усилий от фактически действующих нагрузок.

12.3.4. Расчетные значения характеристик бетона принимают в зависимости от класса бетона, указанного в проекте, или условного класса бетона, определяемого с помощью переводных коэффициентов, обеспечивающих эквивалентную прочность по фактической средней прочности бетона, полученной по испытаниям бетона неразрушающими методами или по испытаниям отобранных из конструкции образцов.

12.3.5. Расчетные значения характеристик арматуры принимают в зависимости от класса арматуры, указанного в проекте, или условного класса арматуры, определяемого с помощью переводных коэффициентов, обеспечивающих эквивалентную прочность по фактическим значениям средней прочности арматуры, полученной по данным испытаний образцов арматуры, отобранных из обследуемых конструкций.

При отсутствии проектных данных и невозможности отбора образцов допускается класс арматуры устанавливать по виду профиля арматуры, а

расчетные сопротивления принимать на 20% ниже соответствующих значений действующих нормативных документов, отвечающих данному классу.

12.3.6. При проведении поверочных расчетов должны быть учтены дефекты и повреждения конструкции, выявленные в процессе натурных обследований: снижение прочности, местные повреждения или разрушения бетона; обрыв арматуры, коррозия арматуры, нарушение анкеровки и сцепления арматуры с бетоном; опасное образование и раскрытие трещин; конструктивные отклонения от проекта в отдельных элементах конструкции и их соединениях.

12.3.7. Конструкции, не удовлетворяющие требованиям поверочных расчетов по несущей способности и эксплуатационной пригодности, подлежат усилению либо для них должна быть снижена эксплуатационная нагрузка.

Для конструкций, не удовлетворяющих требованиям поверочных расчетов по эксплуатационной пригодности, допускается не предусматривать усиления либо снижения нагрузки, если фактические прогибы превышают допустимые значения, но не препятствуют нормальной эксплуатации, а также если фактическое раскрытие трещин превышает допустимые значения, но не создает опасности разрушения.

12.4. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

12.4.1. Усиление железобетонных конструкций осуществляют с помощью стальных элементов, бетона и железобетона, арматуры и полимерных материалов.

12.4.2. При усилении железобетонных конструкций следует учитывать несущую способность как элементов усиления, так и усиливаемой конструкции. Для этого должно быть обеспечено включение в работу элементов усиления и совместная их работа с усиливаемой конструкцией. Для сильно поврежденных конструкций несущую способность усиливаемой конструкции не учитывают.

При заделке трещин с шириной раскрытия более допустимой и других дефектов бетона следует обеспечить равнопрочность участков конструкций, подвергнувшихся восстановлению, с основным бетоном.

12.4.3. Расчетные значения характеристик материалов усиления принимают по действующим нормативным документам.

Расчетные значения характеристик материалов усиливаемой конструкции принимают исходя из проектных данных с учетом результатов обследования согласно правилам, принятым при поверочных расчетах.

12.4.4. Расчет усиливаемой железобетонной конструкции следует производить по общим правилам расчета железобетонных конструкций с учетом напряженно-деформированного состояния конструкции, полученного ею до усиления.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

(Справочное)

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

1. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия.
2. СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений.
3. СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии.
4. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы.
5. СНиП 2.06.01-86 Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования.
6. СНиП 2.06.04-82* Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).
7. СНиП 2.06.06-85 Плотины бетонные и железобетонные.
8. СНиП 3.01.01-85* Организация строительного производства.
9. СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции.
10. СНиП 21-01-97* Пожарная безопасность зданий и сооружений.
11. СНиП 23-01-99 Строительная климатология.
12. СНиП 32-04-97 Тоннели железнодорожные и автодорожные.
13. СНиП II-3-79* Строительная теплотехника.
14. СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах.
15. СНиП II-23-81* Стальные конструкции.
16. ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.
17. ГОСТ 6727-80 Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.
18. ГОСТ 7473-94 Смеси бетонные. Технические условия.
19. ГОСТ 8267-93 Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия.
20. ГОСТ 8736-93 Песок для строительных работ. Технические условия.
21. ГОСТ 8829-94 Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.
22. ГОСТ 10060.0-95 Бетоны. Методы определения морозостойкости. Основные требования.
23. ГОСТ 10180-90 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
24. ГОСТ 10181-2000 Смеси бетонные. Методы испытания. ГОСТ 10884-94 Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия.
25. ГОСТ 10922-90 Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия.
26. ГОСТ 12730.0-78 Бетоны. Общие требования к методам определения плотности, влажности, водопоглощения, пористости и водонепроницаемости.
27. ГОСТ 12730.1-78 Бетоны. Метод определения плотности.

28. ГОСТ 12730.5-84 Бетоны. Методы определения водонепроницаемости.
29. ГОСТ 13015.0-83 Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические требования.
30. ГОСТ 13015.1-81 Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Приемка.
31. ГОСТ 14098-91 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкция и размеры.
32. ГОСТ 17624-87 Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности.
33. ГОСТ 17625-83 Конструкции и изделия железобетонные. Радиационный метод определения толщины защитного слоя бетона, размеров и расположения арматуры.
34. ГОСТ 18105-86 Бетоны. Правила контроля прочности.
35. ГОСТ 20910-90 Бетоны жаростойкие. Технические условия.
36. ГОСТ 22690-88 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.
37. ГОСТ 22904-93 Конструкции железобетонные. Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры.
38. ГОСТ 23478-79 Опалубка для возведения монолитных бетонных и железобетонных конструкций. Классификация и общие технические требования.
39. ГОСТ 23732-79 Вода для бетонов и растворов. Технические условия.
40. ГОСТ 23858-79 Соединения сварные стыковые и тавровые арматуры железобетонных конструкций. Ультразвуковые методы контроля качества. Правила приемки.
41. ГОСТ 24211-91 Добавки для бетонов. Общие технические требования.
42. ГОСТ 25192-82 Бетоны. Классификация и общие технические требования.
43. ГОСТ 25214-82 Бетон силикатный плотный. Технические условия.
44. ГОСТ 25246-82 Бетоны химически стойкие. Технические условия.
45. ГОСТ 25485-89 Бетоны ячеистые. Технические условия.
46. ГОСТ 25781-83 Формы стальные для изготовления железобетонных изделий. Технические условия.
47. ГОСТ 25820-2000 Бетоны легкие. Технические условия.
48. ГОСТ 26633-91 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия.
49. ГОСТ 27005-86 Бетоны легкие и ячеистые. Правила контроля средней плотности.
50. ГОСТ 27006- 86 Бетоны. Правила подбора составов.
51. ГОСТ 27751-88 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
52. ГОСТ 28570-90 Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобранным из конструкций.
53. ГОСТ 30515-97 Цементы. Общие технические условия.
54. ГОСТ 4.212-80 СПКП. Строительство. Бетоны. Номенклатура показателей.
55. ГОСТ 4.250-79 СПКП. Строительство. Бетонные и железобетонные изделия и конструкции. Номенклатура показателей.
56. ГОСТ Р51263-99 Полистиролбетон. Технические условия.
57. СТО АСЧМ 7-93 Прокат периодического профиля из арматурной стали. Технические условия.

58. РТМ 393-94 Руководящие технологические материалы по сварке и контролю качества соединений арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

(Справочное)

ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Конструкции бетонные -	конструкции, выполненные из бетона без арматуры или с арматурой, устанавливаемой по конструктивным соображениям и не учитываемой в расчете; расчетные усилия от всех воздействий в бетонных конструкциях должны быть восприняты бетоном.
Конструкции железобетонные -	конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции), расчетные усилия от всех воздействий в железобетонных конструкциях должны быть восприняты бетоном и рабочей арматурой.
Конструкции сталежелезобетонные -	железобетонные конструкции, включающие отличные от арматурной стали стальные элементы, работающие совместно с железобетонными элементами.
Конструкции дисперсно-армированные (фибробетонные, армоцементные) -	железобетонные конструкции, включающие дисперсно-расположенные фибры или мелкоячеистые сетки из тонкой стальной проволоки.
Арматура рабочая -	арматура, устанавливаемая по расчету.
Арматура конструктивная -	арматура, устанавливаемая без расчета из конструктивных соображений
Арматура предварительно напряженная -	арматура, получающая начальные (предварительные) напряжения в процессе изготовления конструкций до приложения внешних нагрузок в стадии эксплуатации.
Анкеровка арматуры -	обеспечение восприятия арматурой действующих на нее усилий путем заведения ее на определенную длину за расчетное сечение или устройства на концах специальных анкеров.
Стыки арматуры внахлестку -	соединение арматурных стержней по их длине без сварки путем заведения конца одного арматурного стержня относительно конца другого.
Рабочая высота сечения -	расстояние от сжатой грани элемента до центра тяжести растянутой продольной арматуры.
Защитный слой бетона -	толщина слоя бетона от грани элемента до ближайшей поверхности арматурного стержня.
Предельное усилие -	Наибольшее усилие, которое может быть воспринято элементом, его сечением при принятых характеристиках материалов

ПРИЛОЖЕНИЕ В

(Справочное)

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

M - изгибающий момент;

M_p - изгибающий момент с учетом момента усилия предварительного обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения;

N - продольная сила;

Q - поперечная сила;

T - крутящий момент.

Характеристики материалов

$R_{b,n}$ - нормативное сопротивление бетона осевому сжатию;

R_b, $R_{b,ser}$ - расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_{bt,n}$ - нормативное сопротивление бетона осевому растяжению;

R_{bt}, $R_{bt,ser}$ - расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_{b,loc}$ - расчетное сопротивление бетона смятию;

R_{bp} - передаточная прочность бетона;

R_{bond} - расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном;

R_s, $R_{s,ser}$ - расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

R_{sw} - расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;

R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

E_b - начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

$E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона;

E_s - модуль упругости арматуры;

$E_{s,red}$ - приведенный модуль деформации арматуры, расположенной в растянутой зоне элемента с трещинами;

ε_{bo}, ε_{bto} - предельные относительные деформации бетона соответственно при равномерном осевом сжатии и осевом растяжении;

ε_{so} - относительные деформации арматуры при напряжении, равном R_s;

$\varepsilon_{b,sh}$ - относительные деформации усадки бетона;

$\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона.

α - отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s и бетона E_b.

Характеристики положения продольной арматуры

в поперечном сечении элемента

S - обозначение продольной арматуры:

а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения - расположенной в растянутой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении - расположенной у менее сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении:

для внецентренно растянутых элементов - расположенной у более растянутой грани сечения;

для центрально-растянутых элементов - всей в поперечном сечении элемента;

S' - обозначение продольной арматуры:

а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения - расположенной в сжатой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении - расположенной у более сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно растянутых элементов - расположенной у менее растянутой грани сечения.

Геометрические характеристики

b - ширина прямоугольного сечения ;
ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

b_f, $b_f^{'}$ - ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

h - высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

h_f, $h_f^{'}$ - высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

$a, a^{'}$ - расстояние от равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' до ближайшей грани сечения;

h_o, $h_o^{'}$ - рабочая высота сечения, равная соответственно $h-a$ и $h-a^{'}$;

x - высота сжатой зоны бетона;

ξ - относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\dfrac{x}{h_o}$;

s_w - расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

e_o - эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый с учетом указаний п.п 7.1.7 и 8.1.7;

e, e' - расстояния от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S';

e_{op} - эксцентриситет усилия предварительного обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения;

y_n - расстояние от нейтральной оси до точки приложения усилия предварительного обжатия с учетом изгибающего момента от внешней нагрузки;

e_p - расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия N_p с учетом изгибающего момента от внешней нагрузки до центра тяжести растянутой или наименее сжатой арматуры;

l - пролет элемента;

l_{an} - длина зоны анкеровки;

l_p - длина зоны передачи предварительного напряжения в арматуре на бетон;

l_o - расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы;

i - радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тяжести сечения;

d_s , d_{sw} - номинальный диаметр стержней соответственно продольной и поперечной арматуры;

A_s, A_s' - площади сечения арматуры соответственно S и S';

A_{sw} - площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

μ_s - коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры S к площади поперечного сечения элемента $b \cdot h_o$ без учета свесов сжатых и растянутых полок;

A - площадь всего бетона в поперечном сечении;

A_b - площадь сечения бетона сжатой зоны;

A_{bt} - площадь сечения бетона растянутой зоны;

A_{red} - площадь приведенного сечения элемента;

A_{loc} - площадь смятия бетона;

I - момент инерции сечения всего бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

I_{red} - момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

W - момент сопротивления сечения элемента для крайнего растянутого волокна.

Характеристики предварительно напряженного элемента

P, N_p - усилие предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

$P_{(1)}$, $P_{(2)}$ - усилие в напрягаемой арматуре с учетом соответственно первых и всех потерь предварительного напряжения;

σ_{sp} - предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

$\Delta\sigma_{sp}$ - потери предварительного напряжения в арматуре;

σ_{bp} - сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре.