

**ШАҲАРСОЗЛИК НОРМАЛАРИ ВА ҚОИДАЛАРИ**

**КОМПОЗИТ ПОЛИМЕР АРМАТУРАЛИ  
БЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР**

**ШНК 2.03.14-18**

**БЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ С  
КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ  
АРМАТУРОЙ**

**Расмий нашр  
(Узбекча-Русча)**

**ЎЗБЕКИСТОН РЕСПУБЛИКАСИ  
ҚУРИЛИШ ВАЗИРЛИГИ  
Тошкент – 2018**

**ГРАДОСТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И  
ПРАВИЛА**

**БЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ С  
КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ  
АРМАТУРОЙ**

**ШНК 2.03.14-18**

**Издание официальное**

**МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА  
РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН**

**Ташкент - 2018**

УДК 624.012.012 3/4 (083.13)

ШНК 2.03.14-18 «Бетонные конструкции с композитной полимерной арматурой».  
–Ташкент, 2018 – 82 с.

**РАЗРАБОТАНЫ:** Ташкентский архитектурно-строительный институт при  
Министерстве строительства РУз. П.Т. Мирзаев – руководитель разработки,  
С.А. Юсуфходжаев, Ш.П. Мирзаев, Б.Б. Ахмедов, У.А. Нисанкулов, Б.А. Каланхождаев

**ВНЕСЕНЫ:** Ташкентский архитектурно-строительный институт

**РЕДАКТОРЫ:** Б.И. Закиров, А.А. Муслимов, Д.А. Ахмедов, С.А. Ходжаев  
(Министерство строительства Республики Узбекистан)

**ПОДГОТОВЛЕНЫ К УТВЕРЖДЕНИЮ:** Управлением технического нормирования и  
внедрения новых технологий (Министерство строительства Республики Узбекистан)

**ПЕРЕВЕДЕНЫ НА УЗБЕКСКИЙ ЯЗЫК:** Ф.Р.Сафаров

**ШНК 2.03.14-18 «Бетонные конструкции с композитной полимерной арматурой»  
вводятся в действие впервые**

Настоящий документ не может быть полностью или частично воспроизведён,  
тиражирован и распространён в качестве официального издания на территории  
Узбекистана без разрешения Министерства строительства Республики Узбекистан.  
Настоящие нормы и правила разработаны с учетом требований, установленных сводом  
нормативно-правовых актов «Единый строительный Регламент Республики  
Узбекистан» (Постановление Кабинета Министров от 20 августа 2013 года, №229  
«О формировании системы Единого строительного Регламента Республики Узбекистан»).

<b>Министерство строительства Республики Узбекистан</b>	<b>Градостроительные нормы и правила</b>	<b>ШНК 2.03.14-18</b>
	<b>Бетонные конструкции с композитной полимерной арматурой</b>	<b>Введены в действие впервые</b>

Внесены Ташкентским архитектурно-строительным институтом	Утверждены Приказом Министра строительства Республики Узбекистан «28» сентября 2018 г., № 204	Срок введения в действие «01» ноября 2018 г.
--	---	--

Издание официальное

## 1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Настоящие нормы и правила распространяются на проектирование бетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения, армированных композитной полимерной арматурой на основе стеклянных базальтовых и углеродных волокон.

Нормы и правила устанавливают требования к проектированию конструкций, изготовляемых из тяжелого, мелкозернистого, легкого бетонов, и эксплуатируемых при систематическом воздействии температур окружающей среды не выше 50°C и не ниже минус 40°C.

При проектировании конструкций, предназначенных для работы в особых условиях эксплуатации (при сейсмических воздействиях, в среде с агрессивной степенью воздействия, в условиях повышенной влажности и т.п.), должны соблюдаться дополнительные требования, предъявляемые к таким конструкциям соответствующими нормативными документами.

Нормы и правила не распространяются на конструкции, рассчитываемые на: выносливость, огнестойкость, действие сейсмических воздействий.

Композитную полимерную арматуру рекомендуется применять для армирования бетонных конструкций, в соответствии с требованиями настоящих норм и правил, при строительстве следующих объектов отраслей хозяйственного комплекса:

- дорожно-транспортной инфраструктуры: дорожные плиты и тубинги, дорожное покрытие и ограждения, водосбросные и водоотводящие элементы, защитные и сигнальные конструкции, плитные покрытия автодорожных мостов;
- здания до семи этажей включительно (сердечники, антисейсмические пояса, ростверки, перемычки, горизонтальное армирование кирпичной кладки стен зданий и сооружений).
- объектов с промышленными полами и подпольными каналами, желобами;
- сооружений, эксплуатируемых в условиях высоких электромагнитных полей и разности потенциалов, подвергаемых воздействию токов утечки;
- химических и нефтегазовых производств, токсичных захоронений, водоподготовки и водоочистки, мелиорации (все специализированные типовые и индивидуальные конструкции, водопропускные колодцы, ирригационные лотки, плиты берегоукрепления, конструкции дамбовых сооружений, колодцы);
- городской инженерной инфраструктуры (сборные и монолитные элементы благоустройства, тротуарные плиты, осветительные опоры, опоры ЛЭП, технические колодцы и каналы);
- сельскохозяйственного назначения (подпорные стены, силосные сооружения, зернохранилища, хранилища удобрений);

- шахт и тоннелей метрополитенов (все специализированные типовые и индивидуальные конструкции, монолитные обделки шахтных стволов, дренажные лотки, каркасы под торкретирование поверхностей).

Композитную полимерную арматуру также рекомендуется применять:

- для армирования фундаментов, ограждающих конструкций, трубопроводов, емкостных сооружений, эксплуатируемых в условиях воздействия агрессивных сред;
- при реконструкции, ремонте и усилении конструкций задний и сооружений.

## 2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящих нормах и правилах использованы ссылки на следующие нормативные документы

КМК 2.03.01-96. «Бетонные и железобетонные конструкции».

КМК 2.01.07-96. «Нагрузки и воздействия».

КМК 2.01.03-96. «Строительство в сейсмических районах».

КМК 2.02.01-98. «Основания зданий и сооружений».

КМК 2.01.01-94. «Климатические и физико-геологические данные для проектирования».

КМК 3.03.01-97. «Несущие и ограждающие конструкции».

КМК 2.05.05-96. «Тоннели железнодорожные и автодорожные».

КМК 3.04.02-97. «Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии».

ШНК 2.01.02-94. «Пожарная безопасность зданий и сооружений».

ГОСТ 13015-2012. «Изделия железобетонные и бетонные для строительства. Общие технические требования. Правила приемки, маркировки, транспортирования и хранения».

ГОСТ 8829-94. «Межгосударственный стандарт. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости».

ГОСТ 25820-2000. «Бетоны легкие. Технические условия».

ГОСТ 26633-91. «Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия».

ГОСТ 10060.0-95. «Бетоны. Методы определения морозостойкости. Основные требования».

ГОСТ 12730.5-84. «Бетоны. Методы определения водонепроницаемости».

ГОСТ 31938-2012. «Межгосударственный стандарт. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия».

ГОСТ 32492-2015. «Межгосударственный стандарт. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Методы определения физико-механических характеристик»

ГОСТ 5781-82. «Сталь горячекатанная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия».

ГОСТ 6727-80. «Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия».

ГОСТ 23279-2012. «Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия».

ГОСТ 27751-2014. «Надежность строительных конструкций и сооружений. Основные положения».

ГОСТ 31384-2008. «Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования».

РСТ Уз 707-96. «Бетоны. Классификация и общие технические требования».

РСТ Уз 667-96. «Система показателей качества продукции. Строительство. Бетона. Номенклатура показателей».

РСТ Уз 30244-94. «Материалы строительные. Методы испытания на горючесть».

### 3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОНЯТИЙ

3.1. **Арматура композитная полимерная** - композитный материал, сформированный в процессе производства в структурированный стержень и состоящий из продольных однонаправленных волокон, связанных затвердевшим полимерным материалом.

3.2. **Силовой стержень** - сплошной несущий стержень, определяющий физико-механические характеристики композитной полимерной арматуры.

3.3. **Номинальная масса** - масса стержня композитной полимерной арматуры с определенным номинальным диаметром при расчетной плотности

3.4. **Номинальный диаметр арматурного стержня периодического профиля** - диаметр равновеликого по площади поперечного сечения круглого гладкого стержня.

3.5. **Стеклокомпозит** - полимерный композитный материал, армированный стеклянными волокнами.

3.6. **Базальтокомпозит** - полимерный композитный материал, армированный базальтовыми волокнами.

3.7. **Углепластик** - полимерный композитный материал, армированный углеродными волокнами.

3.8 **Температура стеклования** – значение температуры, при которой полимерная матрица композитной арматуры необратимо меняет свои физико-механические свойства.

### 4. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К БЕТОННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ С КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ АРМАТУРОЙ

4.1. Бетонные конструкции с композитной арматурой 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 требований 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 требований 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 конструкциям, у которых при полностью растянутом сечении должна быть обеспечена непроницаемость (находящимся 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 в агрессивной среде в случаях, указанных в нормах КМК 3.04.02-97.

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

4.4. Для удовлетворения требований долговечности конструкция должна иметь такие начальные характеристики, чтобы в течении 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 (длительной воздействию нагрузки, неблагоприятные климатические, технологические, температурные и влажностные воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и др.).

4.5. Безопасность, эксплуатационная пригодность, долговечность конструкций, устанавливаемые заданием на проектирование требования, должны быть обеспечены выполнением:

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

Требования по нагрузкам и воздействиям, пределу огнестойкости, непроницаемости, морозостойкости, предельным показателям деформаций (прогибам, перемещениям, амплитуде колебаний), расчетным значениям температуры наружного воздуха и относительной влажности окружающей среды, по защите строительных конструкций от воздействия агрессивных сред и др. устанавливаются соответствующими нормативными документами (КМК 2.01.07-96, КМК 2.01.03-96, КМК 3.04.02-97, КМК 2.02.01-98, КМК 2.01.01-94, КМК 2.05.05-96, ШНК 2.01.02-94).

## **5. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ АРМАТУРОЙ**

5.1. Расчет конструкций с композитной арматурой следует производить по предельный

состояниям первой и второй групп согласно настоящих норм и правил.

5.2. Расчеты по предельным состояниям первой группы включают:

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

5.3. Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по раскрытию трещин;
- расчет по деформациям.

5.4. При расчете сборных конструкций с композитной арматурой на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузке от их массы следует принимать с коэффициентом динамичности, равным:

- 1,60 – при транспортировании;
- 1,40 – при подъеме и монтаже.

5.5. При расчетах конструкций следует учитывать особенности свойств различных видов бетона и композитной полимерной арматуры, влияния на них характера нагрузки и окружающей среды, способов армирования, совместность работы арматуры и бетона.

5.6. Расчеты по устойчивости формы конструкции, а также по устойчивости положения следует производить согласно указаниям нормативных документов на отдельные виды конструкций.

5.7. Расчет по прочности конструкций с композитной арматурой следует производить:

- по нормальным сечениям (при действии изгибающих моментов и продольных сил);
- по наклонным сечениям (при действии поперечных сил);
- на местное действие нагрузки (местное сжатие, продавливание).

## **6. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ И ИЗДЕЛИЙ С КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ АРМАТУРОЙ**

### **Бетон**

6.1. Для конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящих норм и правил, следует предусматривать конструкционные бетоны, соответствующие РСТ Уз 707-96:

- тяжелый средней плотности от 2200 до 2500 кг/м<sup>3</sup> включительно;
- мелкозернистый средней плотности от 1800 до 2200 кг/м<sup>3</sup>;
- легкий.

6.2. При проектировании сооружений в соответствии с требованиями, предъявляемыми к конкретным конструкциям, должны быть установлены вид бетона и его нормируемые показатели качества (РСТ Уз 707-96, РСТ Уз 667-96), контролируемые на производстве.

6.3 Основными нормируемыми и контролируемыми показателями качества бетона являются:

- класс по прочности на сжатие В;
- класс по прочности на осевое растяжение В<sub>t</sub>;
- марка по морозостойкости F;
- марка по водопроницаемости W;
- марка по средней плотности D.

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

Класс бетона по прочности на осевое растяжение В<sub>t</sub> соответствует значению прочности бетона на осевое растяжение, МПа, с обеспеченностью 0,95 (нормативная прочность бетона).



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

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

Марка бетона по средней плотности  $D$  соответствует среднему значению объемной массы бетона (кг/м<sup>3</sup>).

Нормируемые показатели качества бетона должны быть обеспечены соответствующим проектированием состава бетонной смеси (на основе характеристик материалов для бетона и требований к бетону), технологией приготовления бетонной смеси и производства бетонных работ при изготовлении изделий и конструкций. Нормируемые показатели качества бетона должны контролироваться как в процессе производства работ, так и непосредственно в изготовленных конструкциях.

Необходимые нормируемые показатели качества бетона следует устанавливать при проектировании конструкций в соответствии с расчетом и условиями изготовления и эксплуатации конструкций с учетом различных воздействий окружающей среды и защитных свойств бетона по отношению к принятому виду арматуры.

Класс бетона по прочности на сжатие  $B$  назначают для всех видов бетонов и конструкций.

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

Марку бетона по морозостойкости  $F$  назначают для конструкций, подвергающихся воздействию переменного замораживания и оттаивания.

Марка бетона по водонепроницаемости  $W$  назначают для конструкций, к которым предъявляют требования по ограничению водонепроницаемости.

6.4. Для конструкций следует предусматривать бетоны следующих классов и марок, приведенных в табл. 1-6.

6.5. Проектный возраст бетона, т.е. возраст, в котором бетон должен приобрести все нормируемые для него показатели назначают при проектировании, исходя из возможных реальных сроков загрузки конструкций проектными нагрузками, с учетом возведения конструкций и условий твердения бетона. При отсутствии этих данных класс бетона устанавливают в проектном возрасте

Значение нормируемых отпускной и передаточной прочностей бетона в элементах сборных конструкций следует принимать в соответствии с ГОСТ 13015-2003 и стандартами на конструкции конкретных видов.

6.6. Для конструкций следует применять класс бетона по прочности на сжатие не ниже  $B_{15}$ .

Для предварительно напряженных конструкций класс бетона по прочности на сжатие следует принимать не ниже  $B_{20}$ .

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

Таблица 1

Бетон	Классы по прочности на сжатие В
Тяжелый бетон	B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60
Мелкозернистый бетон групп:	
А - естественного твердения или подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40
Б - подвергнутый автоклавной обработке	B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60
Легкий бетон марок по средней плотности:	
	B5; B7,5
D1000, D1100	B5; B7,5; B10; B12,5
D1200, D1300	B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20
D1400, D1500	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

Таблица 2

Бетон	Классы по прочности на осевое растяжение
Тяжелый, мелкозернистый и легкий бетоны	B <sub>t</sub> 0,8; B <sub>t</sub> 1,2; B <sub>t</sub> 1,6; B <sub>t</sub> 2,0; B <sub>t</sub> 2,4; B <sub>t</sub> 2,4; B <sub>t</sub> 2,8; B <sub>t</sub> 3,2

Таблица 3

Бетон	Марки по морозостойкости
Тяжелый и мелкозернистый бетоны	F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500
Легкий бетон	F25; F35; F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500

Таблица 4

Бетон	Марки по водонепроницаемости
Тяжелый, мелкозернистый и легкий бетоны	W2; W4; W6; W8; W10; W12

Таблица 5

Бетон	Марки по средней плотности
Легкий бетон	D1000; D1100; D1200; D1300; D1400; D1500; D1600; D1700; D1800; D1900; D2000

6.7. Марку бетона по морозостойкости следует назначать в зависимости от требований, предъявляемых к конструкциям, эксплуатации и условий окружающей среды согласно КМК 3.04.02-97.

6.8. Марку бетона по водонепроницаемости следует назначать в зависимости от требований, предъявляемых к конструкциям их эксплуатации и условий окружающей среды согласно КМК 3.04.02-97.

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.

6.9. Основным 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 бетона на прочность на сжатие) принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие  $B$  согласно таб. 6.

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

6.10. Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию  $R_b$  и осевому растяжению  $R_{bt}$  определяются

$$R_b = \frac{R_{b,n}}{\gamma_{bc}}$$

$$R_{bt} = \frac{R_{bt,n}}{\gamma_{bt}}$$

Значение коэффициента надежности по бетону при сжатии  $\gamma_b$  принимают равными:

- для расчета по предельным состояниям первой группы – 1,3 (для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов);
- для расчета по предельным состояниям второй группы – 1,0.

Значения коэффициента надежности по бетону при растяжении  $\gamma_{bt}$  принимают равными:

- для расчета по предельным состояниям первой группы, при назначении класса бетона по прочности на сжатие – 1,5 (для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов);
- для расчета по предельным состояниям первой группы, при назначении класса бетона по прочности на растяжение – 1,3 (для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов);
- для расчета по предельным состояниям второй группы – 1,0.

Расчетные значения сопротивления бетона  $R_b$ ,  $R_{bt}$ ,  $R_{b.ser}$ ,  $R_{bt.ser}$  (с округлением) в зависимости от класса бетона при сжатии и осевое растяжение приведены: для предельных состояний первой группы – в табл. 7 и 8, второй группы – в табл. 6.

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

а)  $\gamma_{b1}$  – для конструкций, вводимый к расчетным значениям сопротивлений  $R_b$  и  $R_{bt}$  и учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки:

$\gamma_{b1} = 1,0$  при непродолжительном (кратковременном) действии нагрузки;

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

б)  $\gamma_{b2}$  – для конструкций, вводимый к расчетным значениям сопротивления  $R_b$  и учитывающий характер разрушения таких конструкции,  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;

в)  $\gamma_{b3}$  – для конструкций, бетонируемых в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования свыше 1,5 м, вводимый к расчетному значению сопротивления бетона

$R_b$ ,  $\gamma_{b3} = 0,85$ ;

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

6.12. Основными деформационными характеристиками бетона являются значения:

- предельных относительных деформаций бетона при осевом сжатии и растяжении (при однородном напряженном состоянии бетона)  $\varepsilon_{b0}$  и  $\varepsilon_{bt0}$ ;
- 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  $\alpha_{bt}$ .

Таблица 6

Вид	Бетон	Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ , $R_{bt,n}$ , 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													
		B5	B7,5	10	B12,5	B15	B20	B25	B0	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}$ и $R_{b,ser}$	мелкозернистый	3,5	5,5	7,5	9,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43
	Легкий	3,5	5,5	7,5	9,5	11	15	18,5	22	25,5	29	-	-	-	-
Растяжение осевое $R_{bt,n}$ и $R_{bt,ser}$	Тяжелый, мелкозернистый	0,55	0,7	0,85	1,00	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25	2,45	2,60	2,75
	Легкий	0,55	0,7	0,85	1,00	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	-	-	-	-

Примечание.

Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее, а также для легкого бетона на мелком пористом заполнителе значения расчетных сопротивлений  $R_{bt,n}$ ,  $R_{b,ser}$  следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.

Таблица 7

Вид	Бетон	Расчетные сопротивления бетона $R_b$ , $R_{bt}$ , МПа, для предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие													
		B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_b$	Тяжелый, мелкозернистый	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
	Легкий	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	-	-	-	-
Растяжение осевое $R_{bt}$	Тяжелый, мелкозернистый	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
	Легкий	0,37	0,48	0,56	0,66	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	-	-	-	-

Таблица 8

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

Примечание.  
 Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее, а также для легкого бетона на мелком пористом заполни теле значения расчетных сопротивлений  $R_{bt}$  следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.

Таблица 9

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Относительные деформации тяжелого и мелкозернистого бетонов при продолжительном действии нагрузки					
	при сжатии		при растяжении			
	$\epsilon_{b0} \cdot 10^3$	$\epsilon_{b2} \cdot 10^3$	$\epsilon_{bl,red} \cdot 10^3$	$\epsilon_{bt0} \cdot 10^3$	$\epsilon_{bt0} \cdot 10^3$	$\epsilon_{bt1,red} \cdot 10^3$
Выше 75	3	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	5,6	3,4	0,28	0,36	0,26

- Примечание.
1. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по КМК 2.01.01-94 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.
  2. Для высокопрочных бетонов значения относительных деформаций следует принимать с умножений на отношение  $(270-V)/210$ .

6.13. Значения предельных относительных деформаций тяжелого и мелкозернистого бетонов принимают равными:

- $\varepsilon_{b0} = 0,002$  при осевом сжатии;
- $\varepsilon_{b0} = 0,0001$  при осевом растяжении;
- при продолжительном действии нагрузки – по табл. 9 в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды.

Значения предельных относительных деформаций для легких бетонов следует принимать при продолжительном действии нагрузки по табл.9 с понижающим коэффициентом  $[(0,4+0,6\rho/2200) \geq 0,7]$  (здесь  $\rho$  – плотность бетона).

Значения модуля упругости  $E_b$  различных видов бетонов приведены в табл. 10.

6.14. Значения модуля сдвига бетона принимают равным  $0,4E_b$ .

При продолжительном действии нагрузки значения модуля деформаций бетона определяются

$$E_{b,l} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b.cr}}$$

где  $\varphi_{b.cr}$  – коэффициент ползучести бетона, принимаемый согласно п. 6.15.

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

Значения коэффициентов ползучести тяжелого и мелкозернистого бетонов принимаются по табл.11.

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

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

$\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  – для тяжелого, мелкозернистого бетонов при мелком плотном заполнителе;

$\alpha_{bt} = 0,7 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  – для легкого бетона при мелком пористом заполнителе.

### Арматура

6.18. Для армирования конструкций следует принимать, отвечающие требованиям межгосударственного стандарта ГОСТ 31938-2012 «Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия» (утвержден Госархитектстроем РУз 14 августа 2014 г), композитную арматуру следующих видов:

- стеклокомпозитная (АСК);
- базальтокомпозитная (АБК);
- углекомпозитная (АУК).

Таблица 10

Бетон	Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \times 10^{-3}$ , МПа - при классе бетона по прочности на сжатие													
	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Тяжелый	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
Мелкозернистый групп: А - естественного твердения	10,0	13,5	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	-	-	-	-
	Б - автоклавного твердения	-	-	-	-	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5
D800	5,0	5,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D1000	6,3	7,2	8,0	8,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D1200	7,6	8,7	9,5	10,0	10,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D1400	8,8	10,0	11,0	11,7	12,5	13,5	14,5	15,5	-	-	-	-	-	-
D1600	10,0	11,5	12,5	13,2	14,0	15,5	16,5	17,5	18,0	-	-	-	-	-
D1800	11,2	13,0	14,0	14,7	15,5	17,0	18,5	19,5	20,5	21,0	-	-	-	-
D2000	-	14,5	16,0	17,0	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	-	-	-	-

Примечания.

1. Для мелкозернистого бетона группы А, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, значения начальных модулей упругости бетона следует принимать с коэффициентом 0,89.
2. Для легкого при промежуточных значениях плотности бетона начальные модули упругости принимаются по линейной интерполяции.



Таблица 11

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значение коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ при классе тяжелого бетона на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	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
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

**Примечания.**

1. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по КМК 2.01.01-94 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

2. Значение коэффициента ползучести легких бетонов следует принимать по табл. 11 с понижающим коэффициентом 0,8.

6.19. Номинальные диаметры композитной арматуры следующие: 3, 4, 5, 6, 7, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25 мм.

Номинальный диаметр используется в расчетах физико-механических характеристик композитной полимерной арматуры и расчетах бетонных конструкций, армированных такой арматурой.

6.20. Допускается изготавливать композитную арматуру других номинальных диаметров при условии соответствия требованиям ГОСТ 31938-2012.

6.21. Для армирования бетонных конструкций должна применяться композитная полимерная арматура периодического профиля в соответствии с требованиями ГОСТ 31938-2012. В зависимости от конфигурации анкерочного слоя композитная полимерная арматура делится на следующие виды:

- арматура с периодическим профилем, образованный намоткой на силовой стержень непрерывного волокна или жгута;
- арматура с периодическим профилем, образованный выдавливанием периодических поперечных выступов.

6.22. Номинальная масса композитной арматуры длиной 1 м определена, исходя из номинального диаметра при расчетной плотности для АСК и АБК не менее 2050 кг/м<sup>3</sup>, а для АУК - не менее 1700 кг/м<sup>3</sup>.

6.23. Основными прочностными и деформационными характеристиками композитной арматуры являются нормативные значения:

- сопротивления растяжению  $R_{f,n}$ ;
- модуля упругости  $E_{f,n}$ ;

- предельных относительных деформаций  $\varepsilon_{fu,n}$ ;
- коэффициента линейной температурной деформации  $\alpha_{f,t,n}$ .

6.24. Нормативные значения: сопротивление растяжению  $R_{f,n}$ , модуля упругости  $E_{f,n}$  и предельных относительных деформаций  $\varepsilon_{fu,n}$  следует определить с обеспеченностью (надежностью) 0,95 по результатам испытаний образцов композитной арматуры в соответствии с ГОСТ 31938-2012.

Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик композитной арматуры различных видов должны быть не выше значений, указанных в табл. 12

Таблица 12

Наименование показателей	АСК	АБК	АУК
Предел прочности при растяжении, $R_{f,n}$ (МПа)	800	800	1400
Модуль упругости при растяжении, $E_{f,n}$ (ГПа)	50	50	130
Предельные относительные деформации, $\varepsilon_{fu,n}$	0,02	0,02	0,017

6.25. Расчетное значение модуля упругости  $E_f$  композитной арматуры следует принимать равным его нормативному значению.

6.26. Расчетное значение сопротивления растяжения  $R_f$  композитной арматуры следует принимать равным:

$$R_f = \frac{\gamma_{f1} \cdot R_{f,n}}{\gamma_f}, \quad (1)$$

где  $\gamma_f$  - коэффициент надежности по материалу, принимаемый при расчете по предельным состояниям первой группы равным 1,3, а при расчете по предельным состояниям второй группы - 1,0;

$\gamma_{f1}$  - коэффициент, учитывающий условия эксплуатации конструкции и длительного действия нагрузки, принимается по табл. 13.

Таблица 13

Коэффициент $\gamma_{f1}$ , учитывающий условия эксплуатации конструкции и длительного действия нагрузки	Вид композитной арматуры		
	АСК	АБК	АУК
Во внутренних помещениях	0,8	0,9	1,0
На открытом воздухе и в грунте	0,7	0,8	1,0

Расчетные значения сопротивления композитной арматуры растяжению

$R_f$  приведены (с округлением) для предельных состояний первой группы в табл. 15, второй группы ( $R_{f,ser}$ ) – в табл. 14.

Таблица 14

Вид арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Расчетные значения сопротивления растяжению арматуры $R_{s,ser}$ для предельных состояний второй группы, МПа	
		условия эксплуатации конструкций и длительного действия нагрузки	
		во внутренних помещениях	на открытом воздухе и в грунте
АСК	4 – 25	640	560
АБК		720	640
АУК		1400	1400

Таблица 15

Вид арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Расчетные значения сопротивления растяжению арматуры $R_f$ для предельных состояний первой группы, МПа	
		условия эксплуатации конструкций и длительного действия нагрузки	
		во внутренних помещениях	на открытом воздухе и в грунте
АСК	4 – 25	490	460
АБК		550	490
АУК		1070	1070

6.27. Расчетное значение сопротивления композитной арматуры сжатию следует принимать равным нулю.

6.28. Расчетное значение сопротивления композитной арматуры растяжению при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы  $R_{fw}$  следует принимать не более 200 МПа.

6.29. Расчетное значение предельных относительных деформаций композитной арматуры следует принимать равным:

$$\varepsilon_{f,u} = \frac{R_f}{E_f} \quad (2)$$

## 7. КОНСТРУКЦИИ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ АРМАТУРЫ

### Расчет конструкций по предельным состояниям первой группы

*Расчет по прочности конструкций на действие изгибающих  
моментов и продольных сил*

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

Как и для конструкций со стальной арматурой расчет по прочности нормальных сечений конструкций прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с композитной арматурой, расположенной у верхней и нижней граней сечения, а также сжатых конструкций прямоугольного, круглого и кольцевого поперечных сечений следует производить по предельным усилиям.

7.2. Предельное усилие по прочности нормальных сечений конструкции должно превышать предельное усилие по образованию трещин не менее, чем на 50%.

*Расчет по прочности нормальных сечений по предельным усилиям*

7.3. Расчет по прочности нормальных сечений конструкций по предельным усилиям следует производить, определяя предельные усилия, которые могут быть восприняты бетоном и композитной арматурой в нормальном сечении, исходя из следующих положений:

- сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными расчетному сопротивлению бетона сжатию и равномерно распределенными по высоте условной сжатой зоны бетона.

7.4. Расчет по прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi = \frac{x}{h_0}$ , определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны  $\xi_R$ , при котором предельное состояние конструкции наступает одновременно с достижением в растянутой неметаллической композитной арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению  $R_f$ .

7.5. Значение  $\xi_R$  следует определять по формуле

$$\xi_R = \frac{X_R}{h_0} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_{fu}}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (3)$$

где  $\omega$  – характеристика сжатой зоны бетона, принимаемая для тяжелого бетона классов до В60 равной 0.8, а для мелкозернистого и легкого бетонов – равной 0.7;

$\varepsilon_{fu}$  – расчетное значение предельных относительных деформаций композитной арматуры, вычисляемое по формуле (2);

$\varepsilon_{b2}$  – предельная относительная деформация сжатого бетона при напряжениях  $R_b$ , принимаемая равной 0.0035 – для бетонов класса по прочности на сжатие В60 и ниже.

#### *Расчет изгибаемых элементов*

7.6. Расчет по прочности сечений изгибаемых конструкций следует производить из условия

$$M \leq M_{ult}, \quad (4)$$

где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки;

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

7.7. Значение  $M_{ult}$  для изгибаемых конструкций прямоугольного сечения (рис. 2) при  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$  определяют по формуле

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x), \quad (5)$$

где  $x$  – высота сжатой зоны

$$x = \frac{R_f \cdot A_f}{R_b \cdot b}. \quad (6)$$

7.8. Значение  $M_{ult}$  для изгибаемых конструкций, имеющих полку в сжатой зоне (тавровые и двутавровые сечения), при  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$  определяют в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке (рис. 3, а), т.е. соблюдается условие

$$R_f \cdot A_f \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \quad (7)$$

значение  $M_{ult}$  определяется по п. 7.7 как для прямоугольного сечения, шириной  $b'_f$ ;

б) если граница проходит в ребре (рис. 3, б), т.е. условие (7) не соблюдается, значение  $M_{ult}$  определяется по формуле,

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5 h'_f), \quad (8)$$

при этом высоту сжатой зоны бетона  $x$  определяют по формуле

$$x = \frac{R_f \cdot A_f - R_b (b'_f - b) \cdot h'_f}{R_b \cdot b} \quad (9)$$

7.9. Значение  $b'_f$ , вводимое в расчет, принимается 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  $h'_f \geq 0,1h$  значение  $b'_f$  принимается равным  $6h'_f$ ;
- при  $0,05h \leq h'_f < 0,1h - 3h'_f$ ;
- при  $h'_f < 0,05h$  - свесы полки не учитываются.

7.10. При расчете по прочности изгибаемых конструкций рекомендуется соблюдать условие  $x \leq \xi_R \cdot h_0$ .

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  $x \leq \xi_R \cdot h_0$ , допускается предельный изгибающий момент  $M_{ult}$  определять по формулам (5) или (8), подставляя в них значение высоты

сжатой зоны  $x \leq \xi_R \cdot h_0$ .

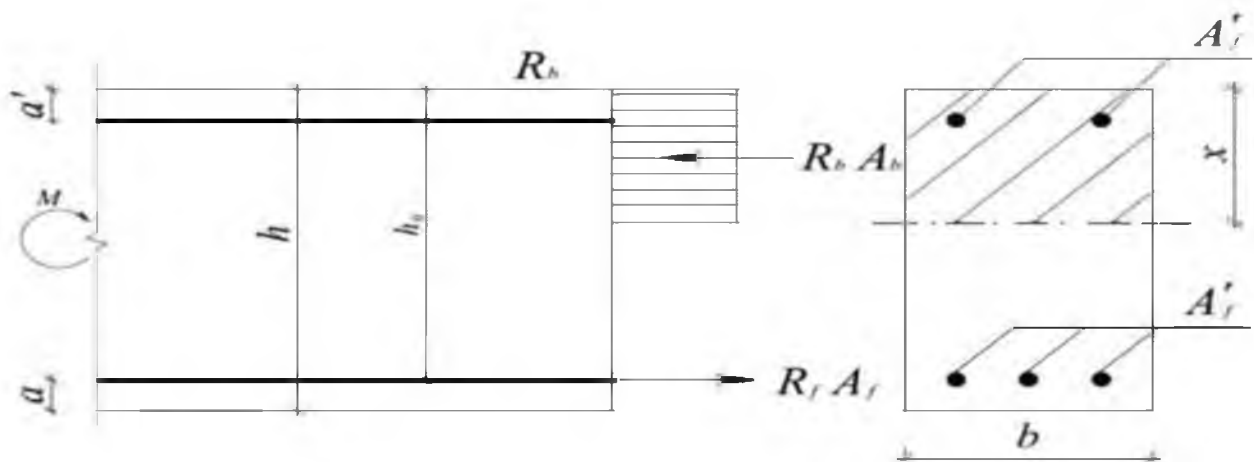


Рис. 2. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемой конструкции с композитной арматурой, при ее расчете по прочности.

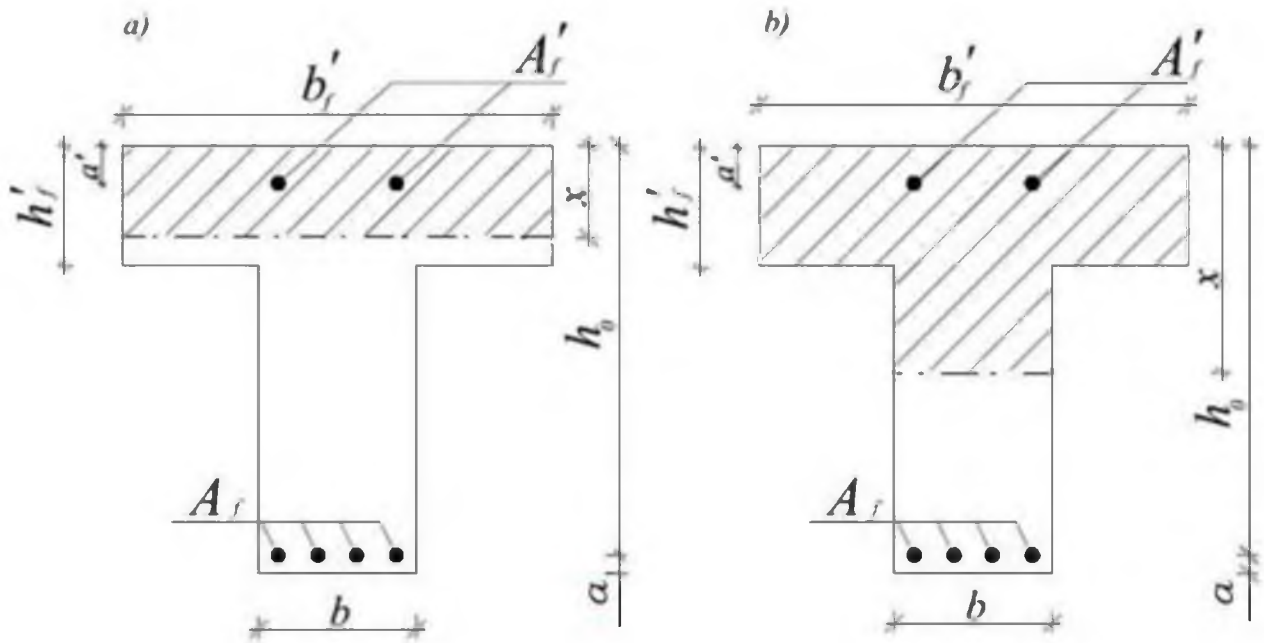


Рис. 3. Положение границы сжатой зоны в сечении изгибаемой конструкции с композитной арматурой.

#### Расчет внецентренно сжатых конструкций

7.11. Расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых конструкций производят из условия

$$Ne \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0.5x), \quad (10)$$

где  $N$  – продольная сила от внешней нагрузки;

$e$  – расстояние от точки приложения продольной силы  $N$  до центра тяжести сечения растянутой арматуры

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2}, \quad (11)$$

где  $e_0$  – случайный эксцентриситет, принимаемый не менее:

- 1/600 длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения;
- 1/30 высоты сечения;
- 10 мм.

$\eta$  – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность и определяемый согласно п. 7.12.

Высоту сжатой зоны  $x$  определяют:

а) при  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$  (рис. 4) по формуле

$$x = \frac{N + R_f \cdot A_f}{R_b \cdot b}; \quad (12)$$

б) при  $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$  по формуле

$$x = \frac{N + R_f \cdot A_f \cdot \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R}}{R_b \cdot b + \frac{2R_f \cdot A_f}{h_0(1 - \xi_R)}}; \quad (13)$$

7.12. Значение коэффициента  $\eta$  определяют по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}; \quad (14)$$

где  $N$  – продольная сила от внешней нагрузки;

$N_{cr}$  – условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2}; \quad (15)$$

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

$l_0$  – расчетная длина конструкции, определяемая согласно п. 7.13.

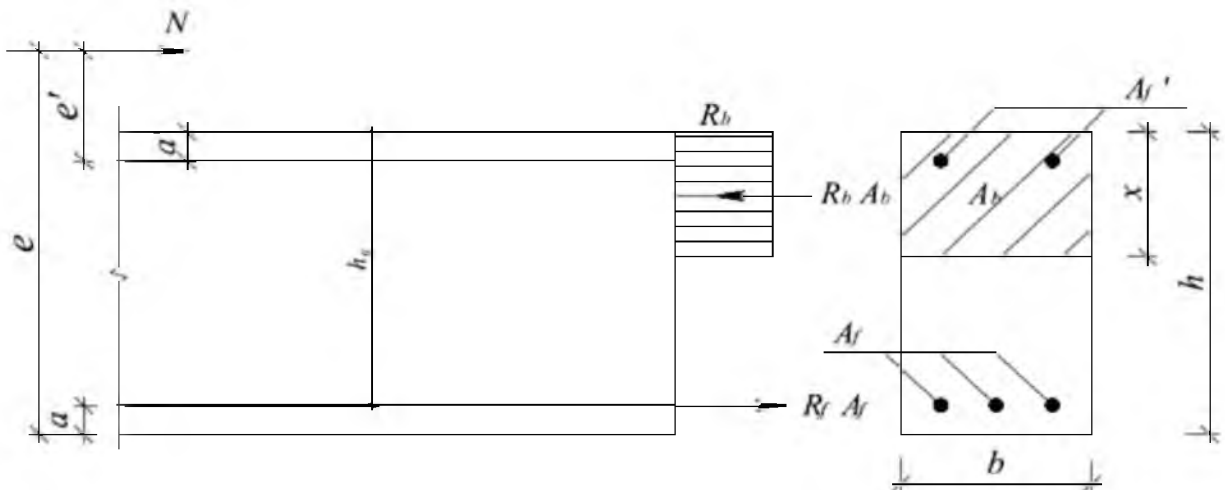


Рис. 4. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатой конструкции, при расчете ее по прочности.



Допускается значение  $D$  определять по формуле

$$D = k_b E_b I, \quad (16)$$

$E_b$  – модуль упругости бетона;

$I$  – момент инерции площади поперечного сечения конструкции относительно оси, проходящей через его центр тяжести;

$$K_b = \frac{0.15}{\varphi_l(0.3 + \delta_e)},$$

$\varphi_l$  – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{II}}{M_I} \leq 2,$$

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

$\delta_e$  – относительное значение эксцентриситета продольной силы  $\frac{e_0}{h}$ , принимаемое не менее 0.15 и не более 1.5.

7.13. Расчетную длину  $l_0$  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  $l_0$  элементов постоянного поперечного сечения по длине  $l$  при действии продольной силы принимать равной:

- для элементов с шарнирным опиранием на двух концах –  $1,0 l$  ;
- для элементов с жесткой заделкой (исключающий поворот опорного сечения) на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль) –  $2,0 l$  ;
- для элементов с шарнирным не смещаемым опиранием на одном конце, а на другом конце с жесткой (без поворота) заделкой –  $0,7l$  ;
- для элементов с шарнирным не смещаемым опиранием на одном конце, а на другом конце с податливой (допускающей ограниченный поворот) заделкой –  $0,9l$  ;
- для элементов с податливым шарнирным опиранием (допускающим ограниченное смещение опоры) на одном конце, а на другом конце с жесткой (без поворота) заделкой –  $1,5 l$  ;
- для элементов с податливым шарнирным опиранием на одном конце, а на другом конце с податливой (с ограниченным поворотом) заделкой –  $2,0l$  ;
- для элементов с не смещаемыми заделками на двух концах (с жесткими без поворота) –  $0,5l$  ;

- для элементов с податливыми заделками на двух концах (с ограниченным поворотом) –  $0,8 l$  ;
- для элементов с ограниченной смещаемыми заделками на двух концах (с жесткими – без поворота) –  $0,8 l$  ;
- для элементов с ограниченной смещаемыми заделками на двух концах (с податливыми – с ограниченным поворотом) –  $1,2 l$  .

#### *Расчет центрально растянутых конструкций*

7.14. Расчет по прочности сечений центрально растянутых конструкций следует производить из условия

$$N \leq N_{ult} , \quad (17)$$

где  $N$  – продольная растягивающая сила от внешних нагрузок;

$N_{ult}$  – предельное значение продольной силы, которое может быть воспринято конструкцией.

Значение силы  $N_{ult}$  определяют по формуле

$$N_{ult} = R_f \cdot A_{f,tot} , \quad (18)$$

где  $A_{f,tot}$  – площадь сечения всей продольной композитной арматуры.

#### *Расчет внецентренно растянутых конструкций*

7.15. Расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно растянутых конструкций следует производить в зависимости от положения продольной силы  $N$ :

а) если продольная сила  $N$  приложена между равнодействующими усилий в арматуре  $S$  и  $S'$  (рис. 5,а) – из условий

$$N \cdot e \leq M_{ult} ; \quad (19)$$

$$N \cdot e' \leq M'_{ult} , \quad (20)$$

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:

$$M_{ult} = R_f \cdot A'_f (h_0 - a') ; \quad (21)$$

$$M'_{ult} = R_f \cdot A_f (h_0 - a') ; \quad (22)$$

б) если продольная сила  $N$  приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре  $S$  и  $S'$  (рис. 5,б) – из условия(19), определяя предельный момент  $M_{ult}$  по формуле:

6

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) , \quad (23)$$

при этом высоту сжатой зоны  $x$  определяют по формуле:

$$x = \frac{R_f \cdot A_f - N}{R_b \cdot b} . \quad (24)$$

Если полученное из расчета по формуле (7.24) значение  $x$  будет больше значения  $\xi_R \cdot h_0$ , то в формулу (23) подставляют  $x = \xi_R \cdot h$ , где  $\xi_R$  определяют согласно указаниям п. 7.

### ***Расчет по прочности конструкций при действии поперечных сил***

7.16. Расчет по прочности конструкций при действии поперечных сил следует производить по наклонному сечению на действие поперечных сил, по наклонному сечению на действие изгибающего момента и по полосе между наклонными сечениями на действие поперечной силы.

#### ***Расчет конструкций по полосе между наклонными сечениями***

7.17. Расчет изгибаемых конструкций по бетонной полосе между наклонными сечениями производят по указаниям КМК 2.03.01-96 из условия

$$Q \leq 0.3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 , \quad (25)$$

где  $Q$  – поперечная сила в нормальном сечении конструкции.

#### ***Расчет конструкции по наклонным сечениям на действие поперечных сил***

7.18. Расчет изгибаемых конструкций по наклонному сечению (рис. 6) производят из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{fw} , \quad (26)$$

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

$Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$Q_{fw}$  – поперечная сила, воспринимаемая поперечной композитной арматурой в наклонном сечении.

Поперечную силу  $Q_b$  определяют по формуле

$$Q_b = \frac{1.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C}, \quad (27)$$

но принимают не более  $2.5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0$  и не менее  $0.5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ .

Усилие  $Q_{fw}$  для поперечной композитной арматуры, нормальной к продольной оси конструкции, определяют по формуле

$$Q_{fw} = \varphi_{fw} \cdot q_{fw} \cdot C, \quad (28)$$

где  $\varphi_{fw}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,75;

$q_{fw}$  – усилие в поперечной арматуре на единицу длины конструкции, равное

$$q_{fw} = \frac{R_{fw} \cdot A_{fw}}{S_w}. \quad (29)$$

Расчет производят для ряда расположенных по длине конструкции наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения  $C$ . При этом длину проекции  $C$  в формуле (28) принимают не менее  $1,0h_0$  и не более  $2,0h_0$ .

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{fw} \geq 0,25 R_{bt} \cdot b.$$

Шаг, учитываемой в расчете поперечной арматуры  $\frac{S_w}{h_0}$ , должен быть не больше значения

$$\frac{S_{w,max}}{h_0} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{Q},$$

$$\text{где } S_{w,max} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q}.$$

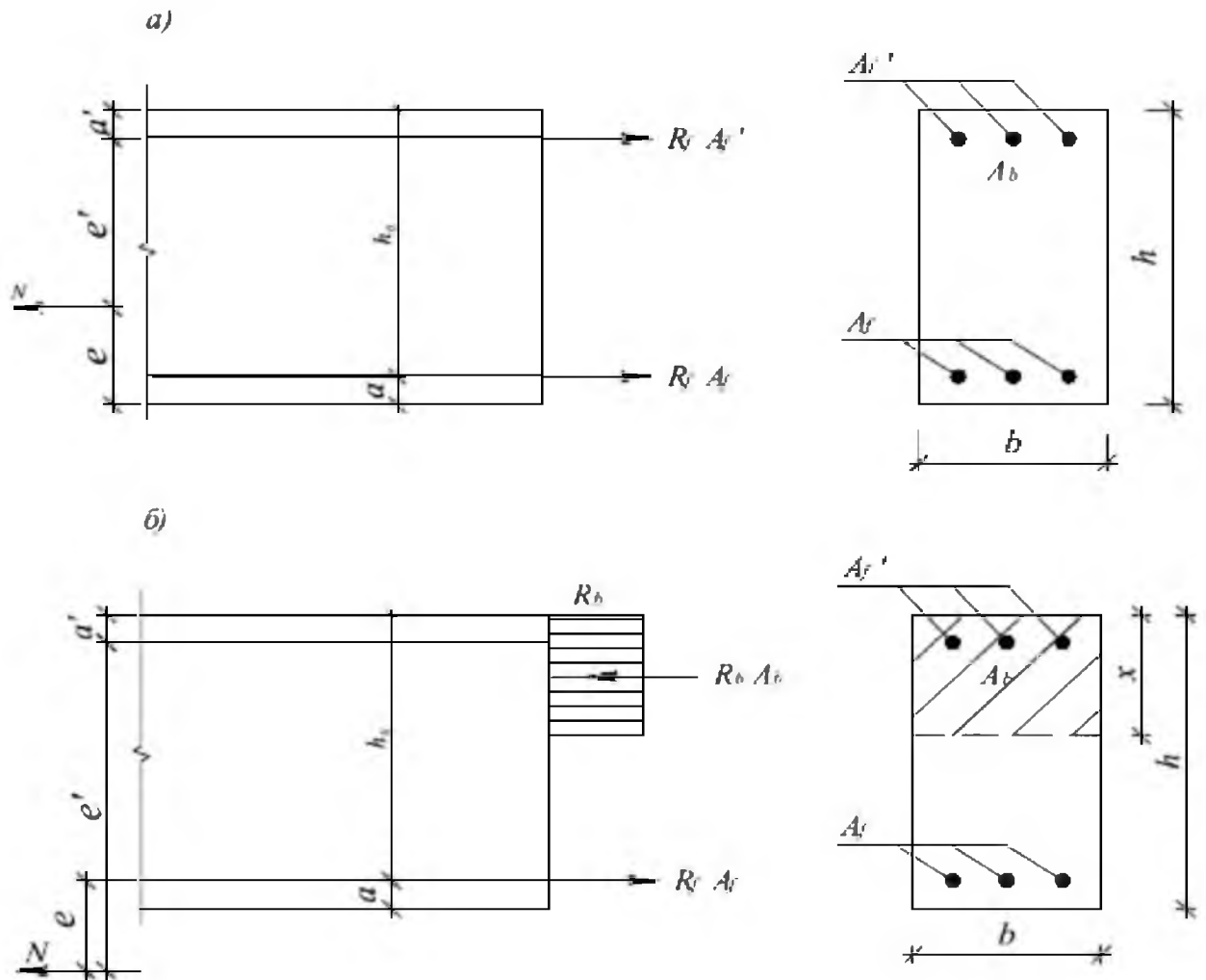


Рис. 5. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутой конструкции, при расчете ее по прочности при приложении продольной силы  $N$  между равнодействующими усилий в арматуре  $S_i S'$  (а) и за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре  $S_i S'$  (б)

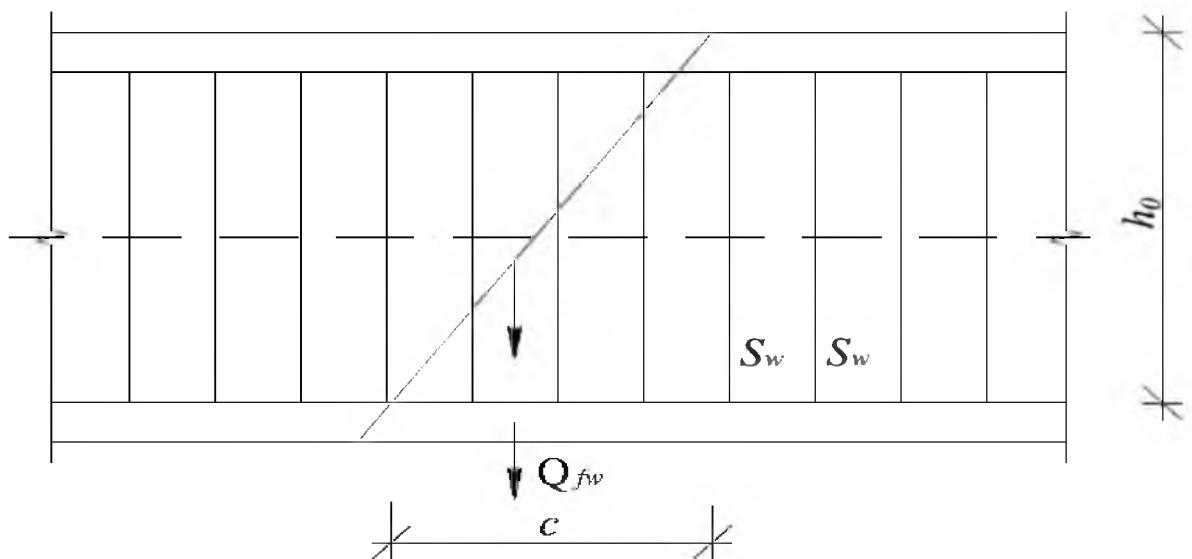


Рис-6. Схема усилий при расчете конструкций по наклонному сечению на действие поперечных сил.

При отсутствии поперечной арматуры или нарушении указанных выше требований, расчет производят из условий (26), принимая усилие  $Q_{fw}$  равным нулю.

Поперечная арматуры должна отвечать конструктивным требованиям, приведенным в разделе 9.

**Расчет конструкций по наклонным сечениям на действие изгибающих моментов**

7.19. Расчет конструкций по наклонным сечениям на действие моментов (рис. 7) производят из условия

$$M \leq M_f + M_{fw} , \quad (30)$$

где  $M$  – момент в наклонном сечении с длиной проекции  $C$  на продольную ось конструкции, 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 композитная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

$M_f$  – момент, воспринимаемый продольной композитной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0);

$M_{fw}$  – момент, воспринимаемый поперечной композитной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0).

Момент  $M_f$  определяют по формуле

$$M_f = N_f \cdot z_f , \quad (31)$$

где  $N_f$  – усилие в продольной растянутой композитной арматуре, принимаемое равным  $R_f \cdot A_f$ , а в зоне анкеровки – определяемое согласно п. 9. 27.

$z_f$  – плечо внутренней пары сил, допускается принимать  $z_f = 0.9h_o$ . Момент  $M_{fw}$  для поперечной композитной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$M_{fw} = 0,5 \cdot Q_{fw} \cdot C , \quad (32)$$

где  $Q_{fw}$  – усилие в поперечной композитной арматуре, принимаемое равным  $q_{fw} \cdot C$ ;

$q_{fw}$  – определяют по формуле (29), а  $C$  принимают в пределах от  $1,0h_o$  до  $2,0h_o$ .

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

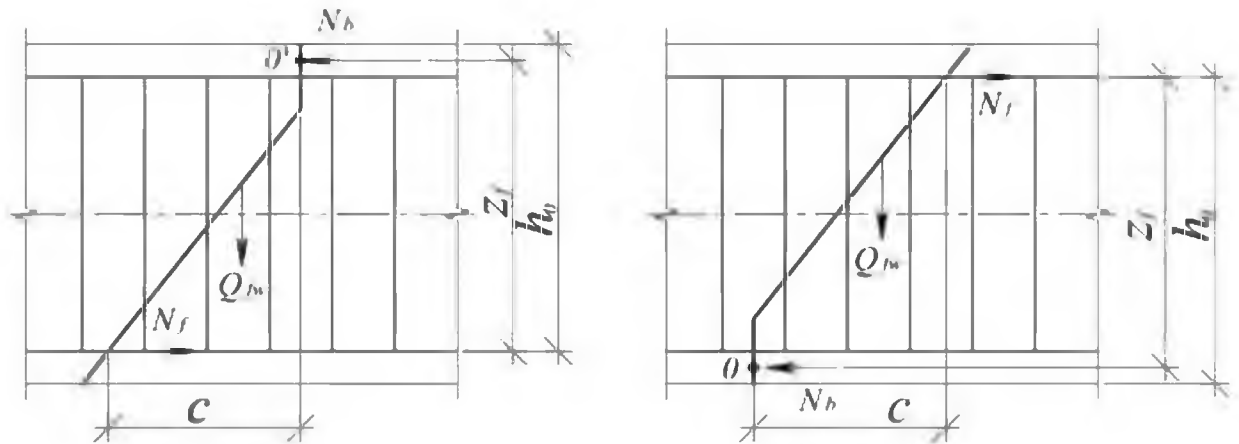


Рис. 7. Схема усилий при расчете конструкций по наклонному сечению на действие моментов

7.20. Конструкции, которые требуют расчетного поперечного армирования при расчете по наклонным сечениям на действие поперечных сил, в качестве поперечной арматуры допускается применять стальную арматуру согласно требованиям норм КМК 2.03.01-96.

Конструкции, которые не требуют расчетного поперечного армирования при расчете по наклонным сечениям на действие поперечных сил, допускается применять конструктивную поперечную стальную арматуру согласно требованиям норм КМК 2.03.01-96.

#### *Расчет конструкций на местное сжатие*

7.21. Расчет конструкций с композитной арматурой на местное сжатие (смятие) производят при действии сжимающей силы, приложенной на ограниченной площади нормально к поверхности элемента. При этом учитывают повышенное сопротивление сжатию бетона в пределах 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. 7.22, а при наличии косвенной арматуры – согласно п. 7.23.

7.22. Расчет элементов на местное сжатие при отсутствии косвенной арматуры (рис. 8) производят из условия

$$N \leq \psi \cdot R_{b,loc} \cdot A_{b,loc}, \quad (33)$$

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;

$\psi$  – 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

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b, \quad (34)$$

где  $\varphi_b$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_b = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}, \quad (35)$$

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

В формуле (35)  $A_{b,max}$  – 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).

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

$$N \leq \psi \cdot R_{bf,loc} \cdot A_{b,loc}, \quad (36)$$

Рис. 8. Схемы для расчета элементов на местное сжатие при расположении локальной нагрузки

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

$$R_{bf,loc} = R_{b,loc} + 2 \cdot \varphi_{f,xy} \cdot R_{f,xy} \cdot \mu_{f,xy}. \quad (37)$$

Здесь  $\varphi_{f,xy}$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_{f,xy} = \sqrt{\frac{A_{b,loc,ef}}{A_{b,loc}}}, \quad (38)$$

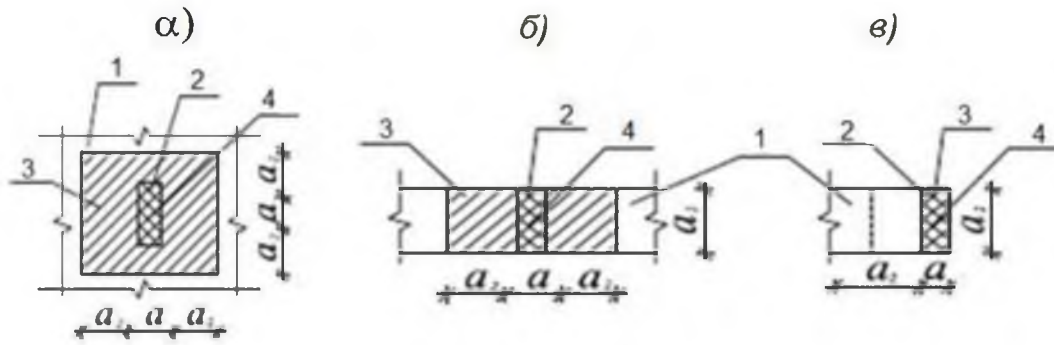
$A_{b,loc,ef}$  – площадь, заключенная внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, и принимаемая в формуле (38) не более  $A_{b,max}$ ;

$R_{f,xy}$  – расчетное сопротивление растяжению косвенной арматуры;

$\mu_{f,xy}$  – коэффициент косвенного армирования, определяемый по формуле

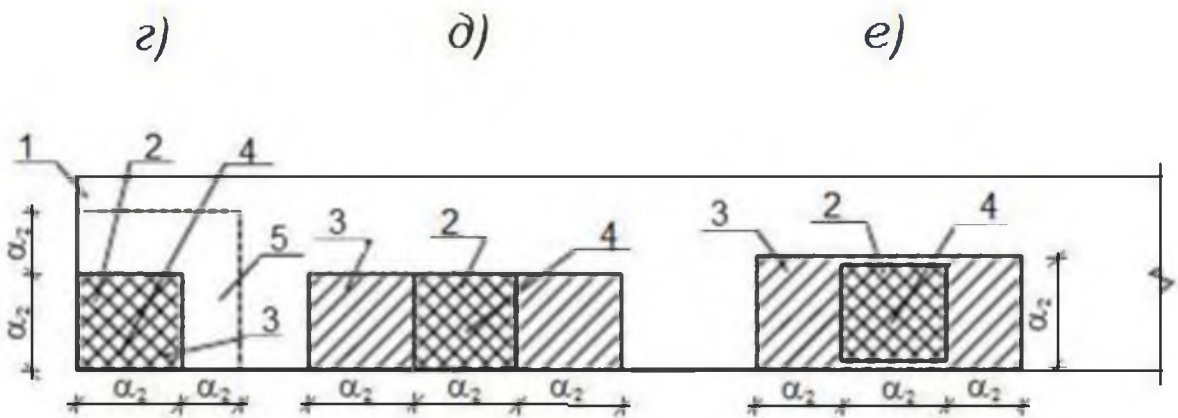
$$\mu_{f,xy} = \frac{n_x \cdot A_{fx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{fy} \cdot l_y}{A_{b,loc,ef}}, \quad (39)$$





$a$  – 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

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

$n_y, A_{fy}, l_y$  – то же, в направлении Y;

$s$  – шаг сеток косвенного армирования.

Значение местной сжимающей силы, воспринимаемое элементом с косвенным армированием (правая часть условия (36)), принимают не более удвоенного значения местной сжимающей силы, воспринимаемого элементом без косвенного армирования (правая часть условия (33)).

Косвенное армирование должно отвечать конструктивным требованиям, приведенным в разделе 9.

**Расчет конструкций на продавливание**

7.24. Расчет на продавливание для плоских конструкций (плит) без поперечной арматуры от действия сил, равномерно распределенных на ограниченной площади, производится из условия

$$F \leq F_{b,ult}, \quad (40)$$

где  $F$  – сосредоточенная продавливающая сила от внешней нагрузки;

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

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

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b, \quad (41)$$

где  $A_b$  – площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии  $0,5 h_0$  от границы площади приложения сосредоточенной силы  $F$  с рабочей высотой сечения  $h_0$  (рис. 9).

Площадь  $A_b$  определяют по формуле

$$A_b = u \cdot h_0, \quad (42)$$

где  $u$  – периметр контура расчетного поперечного сечения;

$h_0$  – приведенная рабочая высота сечения  $h_0 = 0,5(h_{0x} + h_{0y})$ , здесь  $h_{0x}$  и  $h_{0y}$  – рабочая высота сечения для продольной арматуры, расположенной в направлении осей  $X$  и  $Y$ .

7.25. Расчет плоских конструкций с поперечной арматурой на продавливание при действии сосредоточенной силы (рис. 10) производят из условия

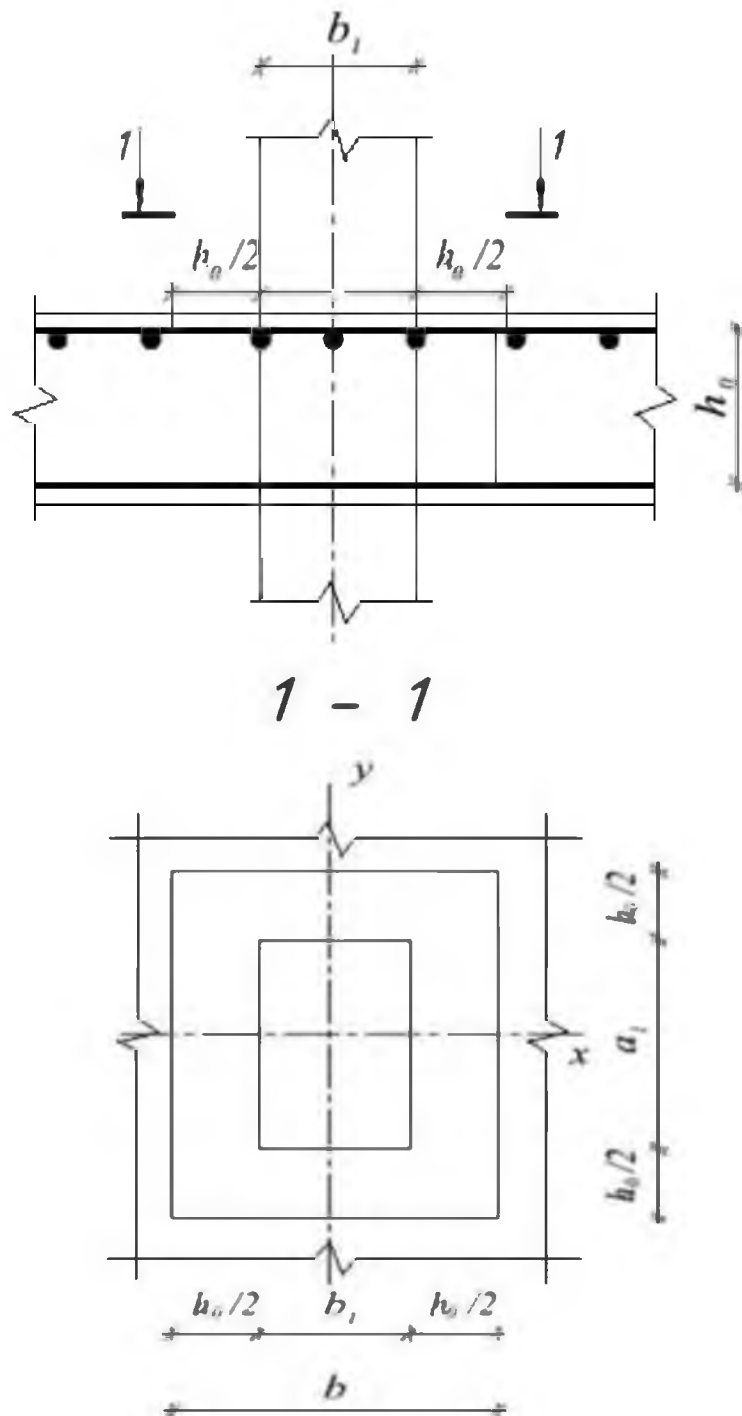
$$F \leq F_{b,ult} + F_{fw,ult}, \quad (43)$$

где  $F_{fw,ult}$  – предельное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой при продавливании;

$F_{b,ult}$  – предельное усилие, воспринимаемое бетоном, определяемое согласно п. 7.24.

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

$$F_{fw,ult} = 0,8q_{fw} \cdot u, \quad (44)$$



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

Рис. 9. Схема для расчета железобетонных элементов без поперечной арматуры на продавливание

где  $q_{fw}$  - усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения, расположенной в пределах расстояния  $0,5h_o$  по обе стороны от контура расчетного сечения.

$$q_{fw} = \frac{R_{fw} \cdot A_{fw}}{S_w}, \quad (45)$$

где  $A_{fw}$  – площадь сечения поперечной арматуры с шагом  $S_w$ , расположенная в пределах расстояния  $0,5h_o$ , по обе стороны от контура расчетного поперечного сечения по периметру контура расчетного поперечного сечения;

$u$  – периметр контура расчетного поперечного сечения, определяемым согласно п. 7.24.

Значение  $F_{b,ult} + F_{fw,ult}$  следует принимать не более  $2F_{b,ult}$ . Поперечную арматуру следует учитывать в расчете при  $F_{fw,ult}$  не менее  $0,25F_{b,ult}$ .

Поперечная арматура должна удовлетворять конструктивным требованиям раздела 9. В расчете на продавливание следует учитывать только поперечную арматуру, пересекающую пирамиду продавливания при обеспечении условий ее анкеровки.

#### ***Расчет конструкций по предельным состояниям второй группы***

7.26. Расчет по образованию трещин производят, когда необходимо обеспечить отсутствие трещин, а также как вспомогательный при расчете по раскрытию трещин и по деформациям.

7.27. При расчете по образованию трещин в целях их недопущения коэффициент надежности по нагрузке принимают  $\gamma_f > 1,0$  (как при расчете по прочности). При расчете по раскрытию трещин и по деформациям (включая вспомогательный расчет по образованию трещин) принимают коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,0$ .

#### ***Расчет конструкций по образованию и раскрытию трещин***

7.28. Расчет конструкций по образованию трещин производят из условия:

$$M > M_{crc}, \quad (46)$$

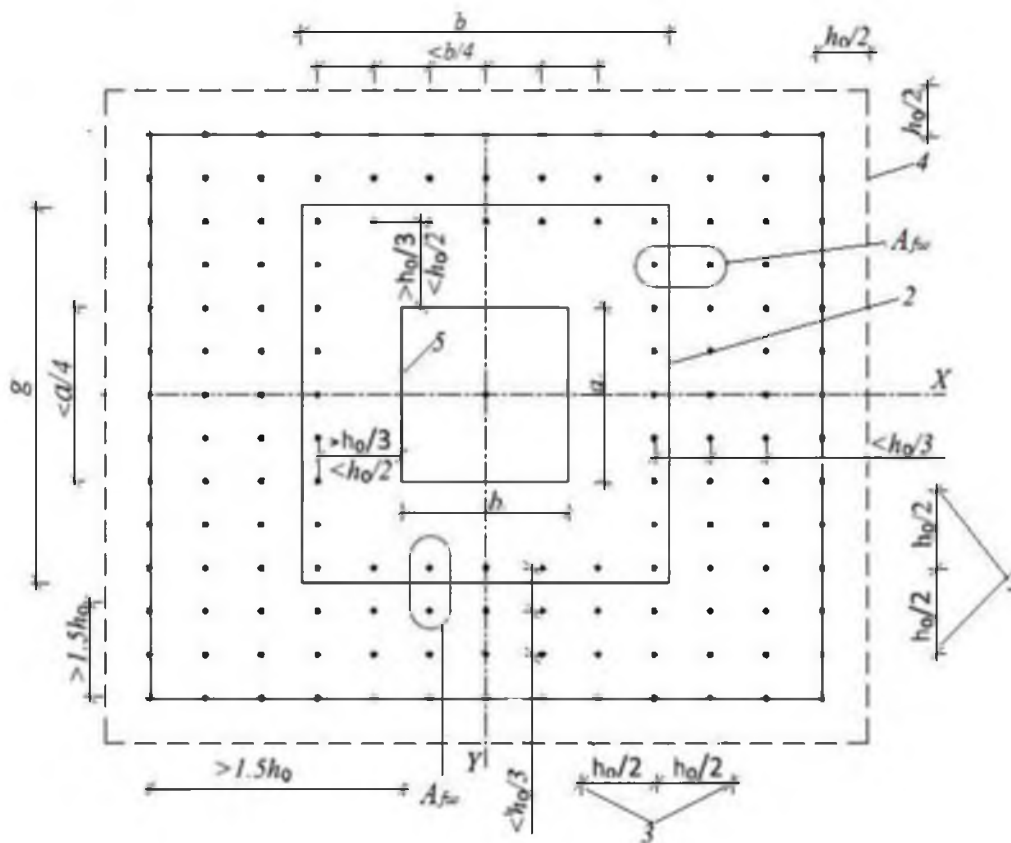
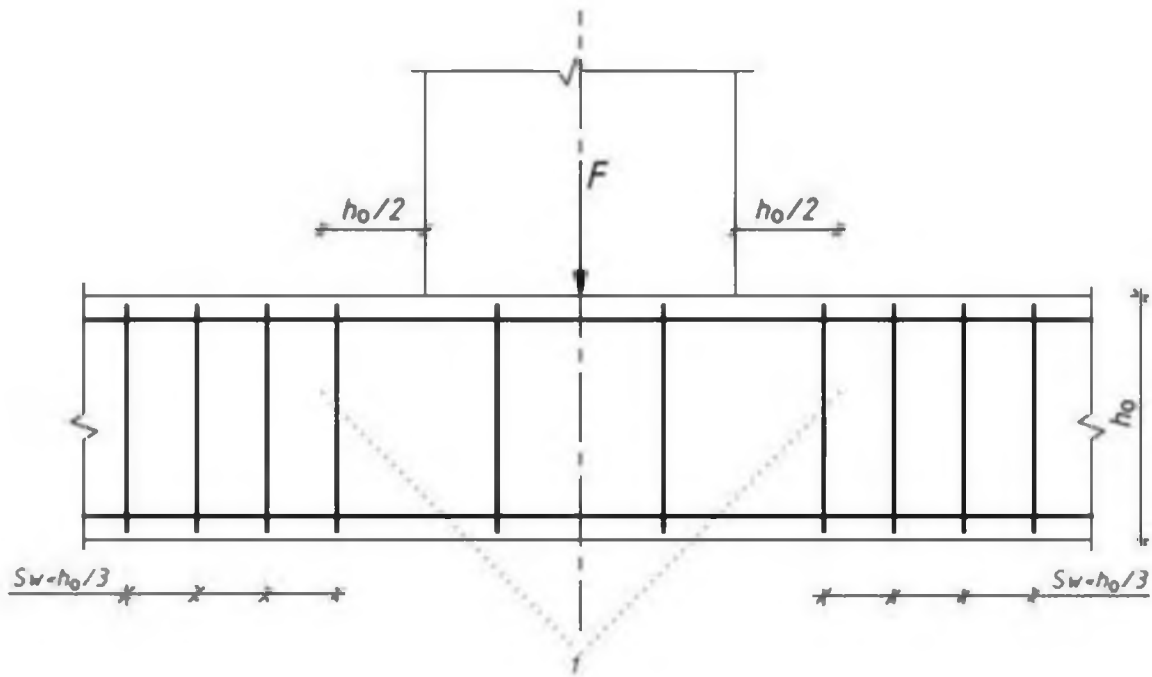
где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящего через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

$M_{crc}$  – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин, определяемый по указаниям пп 7.32 - 7.35.

Для центрально растянутых элементов образование трещин определяют из условия:

$$N > N_{crc}, \quad (47)$$

где  $N$  – продольное растягивающее усилие от внешней нагрузки;



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.

Рис. 10. Схема для расчета плит с вертикальной равномерно распределенной поперечной композитной арматуры на продавливание.

$N_{crc}$  – продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом при образовании трещин, определяемое согласно п. 7.36.

7.29. В тех случаях, когда выполняются условия (46) или (47), выполняют расчет по раскрытию трещин. Расчет конструкций 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.

7.30. Расчет по раскрытию трещин производят из условия:

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (48)$$

где  $a_{crc}$  – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая согласно пп. 7.32, 7.38, 7.41;

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

Значение  $a_{crc,ult}$  принимают равными не более:

0,7 мм – при непродолжительном раскрытии трещин в нормальных

условиях эксплуатации конструкции (эксплуатация в закрытых помещениях);

0,5 мм – при продолжительном раскрытии трещин, а также при непродолжительном раскрытии трещин при эксплуатации конструкции в среде с повышенной влажностью (эксплуатация на открытом воздухе или в грунте) и в агрессивной среде.

7.31. Расчет конструкции следует производить по продолжительному и по непродолжительному раскрытию нормальных и наклонных трещин.

Ширину продолжительного раскрытия трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1}, \quad (49)$$

а ширину непродолжительного раскрытия трещин - по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}, \quad (50)$$

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.

Значения  $a_{crc1}$ ,  $a_{crc2}$  и  $a_{crc3}$  следует определять по указаниям пп. 7.37 – 7.40.

**Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси элемента**

7.32. Изгибающий момент  $M_{crc}$  при образовании трещин следует определять с учетом неупругих деформаций растянутого бетона согласно указаниям п. 7.33. - 7.36.

7.33. Момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона определяют в соответствии со следующими положениями:

- сечения после деформирования остаются плоскими;
- эпюру напряжений в сжатой зоне бетона принимают треугольной формы, как для упругого тела (рис. 11);
- 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  $\epsilon_{bt,ult}$  при кратковременном действии нагрузки равным  $\epsilon_{bt,ult} = 0.00015$ ;
- напряжения в арматуре принимают в зависимости от относительных деформаций как для упругого тела.

7.34. Момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона определяется по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \pm N \cdot e_x, \quad (51)$$

где  $W_{pl}$  — упругопластический момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна бетона, определяемый с учетом положений п. 7.35;

$e_x$  — 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 (51) знак "плюс" принимают при сжимающей продольной силе  $N$ , "минус" — при растягивающей силе.

Для прямоугольных сечений и тавровых сечений с полкой, расположенной в сжатой зоне, значение  $W_{pl}$  при действии момента в плоскости оси симметрии допускается принимать равным

$$W_{pl} = 1,3W_{red}, \quad (52)$$

$W_{red}$  — упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне сечения, определяемый в соответствии с п. 7.35.

7.35. Момент сопротивления  $W_{red}$  и расстояние  $e_x$ , определяются по формулам

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t}, \quad (53)$$

$$e_x = \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (54)$$

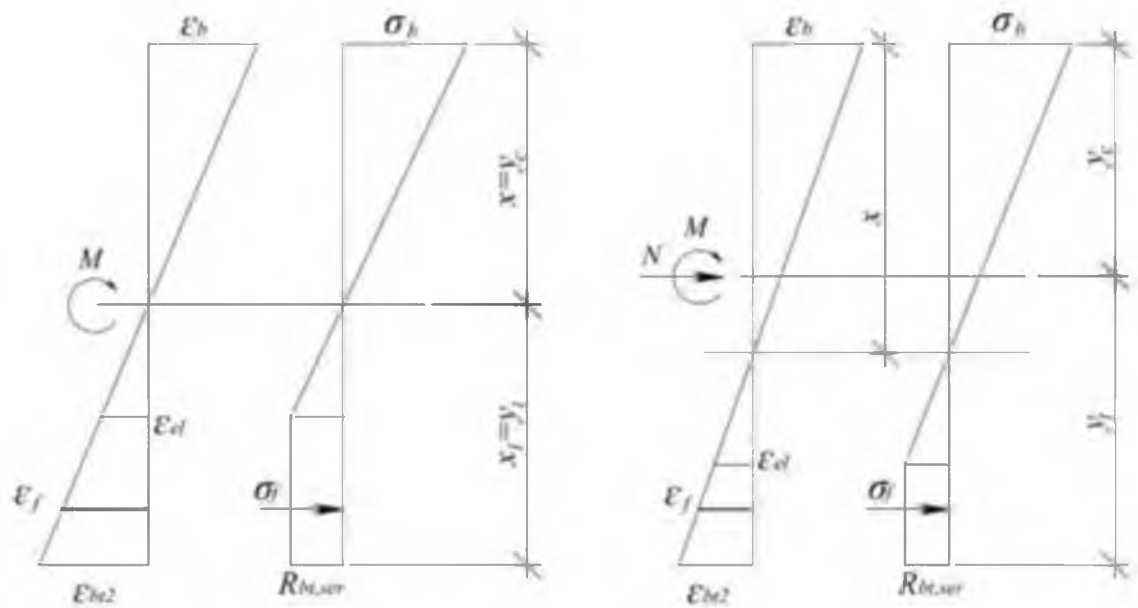


Рис. 11. Схема напряженно-деформированного состояния сечения элемента при проверке образования трещин при действии изгибающего момента (а), изгибающего момента и продольной силы (б).

где  $I_{red}$  – момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести

$$I_{red} = I + I_f \cdot \alpha_f; \quad (55)$$

$I, I_f$  – моменты инерции сечений бетона и композитной арматуры соответственно.

$A_{red}$  – площадь приведенного поперечного сечения элемента, определяемая формуле

$$A_{red} = A + A_f \cdot \alpha_f, \quad (56)$$

$\alpha_f$  – коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha_f = \frac{E_f}{E_b}, \quad (57)$$

$A, A_f$  – площади поперечного сечения бетона и растянутой арматуры соответственно;

$y_t$  – расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента



$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}}, \quad (58)$$

здесь  $S_{t,red}$  – статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона.

Допускается момент сопротивления  $W_{red}$  определять без учета композитной арматуры.

7.36. Усилие  $N_{crc}$  при образовании трещин в центрально растянутых элементах определяют по формуле

$$N_{crc} = N_{red} \cdot R_{bt,ser}. \quad (59)$$

Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

7.37. Ширину раскрытия нормальных трещин  $a_{crc,i}$ , ( $i=1,2,3$  - см. п.7.31) определяют по формуле:

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_f \cdot \frac{\sigma_f}{E_f} \cdot l_f, \quad (60)$$

где  $\sigma_f$  – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки, определяемое согласно п. 7.38;

$l_f$  – базовое расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое согласно п.7.39;

$\psi_f$  – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать коэффициент  $\psi_f = 1$ ; если при этом условие (48) не удовлетворяется, то значение  $\psi_f$  следует определять по указаниям п.7.40;

$\varphi_1$  – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1.0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1.4 – при продолжительном действии нагрузки;

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным 0.7;

$\varphi_3$  – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным:

1,0 – для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов;

1,2 – для растянутых элементов.

7.38. Значение напряжения  $\sigma_f$  в растянутой арматуре изгибаемых элементов определяется по формуле

$$\sigma_f = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \cdot \alpha_{f1}, \quad (61)$$

где  $I_{red}, y_c$  – момент инерции и высота сжатой зоны приведенного поперечного сечения элемента, определяемые с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона и площади сечения растянутой арматуры согласно п. 7.49.

Для изгибаемых элементов  $y_c = 0,5x$  (рис. 12), где  $x$  – высота сжатой зоны бетона, определяемая согласно п. 7.50.

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону  $\alpha_{f1}$ , определяется по формуле

$$\alpha_{f1} = \frac{E_f}{E_{b,red}}, \quad (62)$$

где  $E_{b,red}$  – приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и определяемый по формуле

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}}, \quad (63)$$

Относительную деформацию бетона  $\varepsilon_{b1,red}$  принимается равной  $0,0015$ .  
Допускается напряжение в растянутой арматуре определять по формуле

$$\sigma_f = \frac{M}{z_f \cdot A_f}, \quad (64)$$

где  $z_f$  – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента.

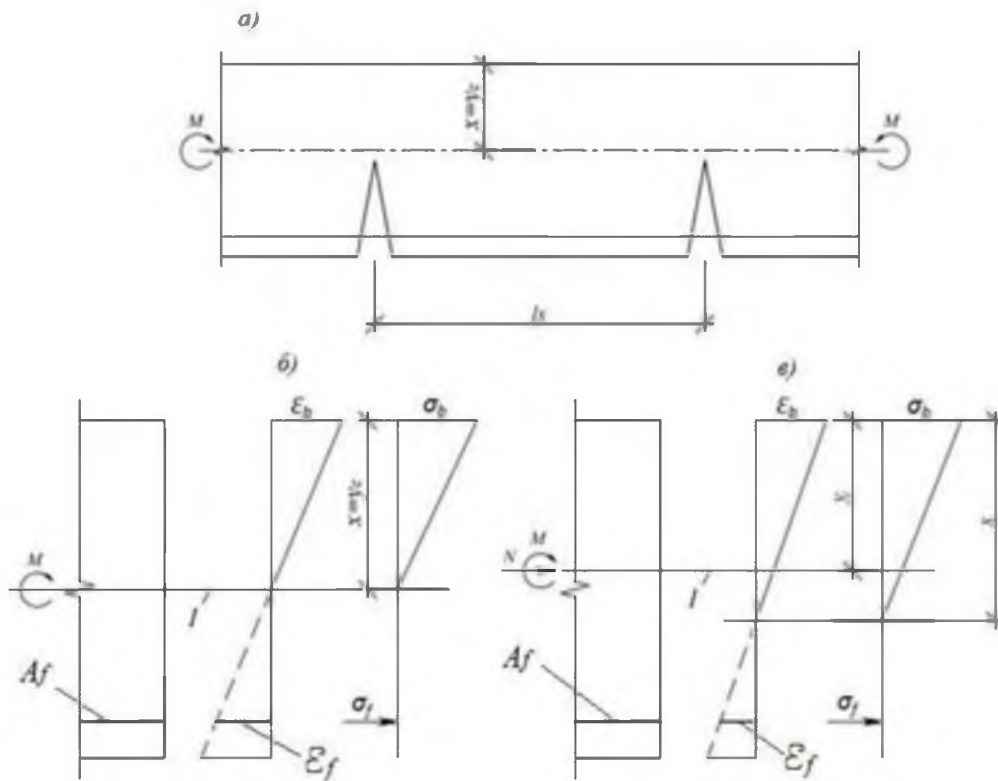
Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения допускается значение  $z_f$  принимать равным  $0,8h_0$ .

При действии изгибающего момента  $M$  и продольной силы  $N$  напряжение  $\sigma_f$  в растянутой арматуре определяется по формуле

$$\sigma_f = \left[ \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}} \right] \cdot \alpha_{f1}, \quad (66)$$

Для элементов прямоугольного поперечного сечения значение  $z_f$  определяется по формуле

$$z_f = h_0 - \frac{x}{3} \quad (65)$$



*I* - уровень центра тяжести и приведенного сечения

Рис. 12. Схема напряженно-деформированного состояния элемента с трещинами при действии изгибающего момента (а, б), изгибающего момента и продольной силы (в)

где  $A_{red.} \cdot y_c$  – 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 и площади сечения растянутой арматуры согласно п.7.50, принимая коэффициент приведения арматуры к бетону  $\alpha_{f1}$ .

Допускается напряжение  $\sigma_f$  определять по формуле

$$\sigma_f = \frac{N(e_f \pm z_f)}{A_f \cdot z_f}, \quad (67)$$

где  $e_f$  – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения продольной силы  $N$  с учетом эксцентриситета, равного  $\frac{M}{N}$ .

Для элементов прямоугольного сечения значение  $z_f$ , допускается определять по формуле (65), в которой  $x$  – высота сжатой зоны бетона с учетом влияния продольной силы, определяемая согласно п.7.50.

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения допускается значение  $z_f$  принимать равным  $0.7h_0$ .

В формулах (66) и (67) знак «плюс» принимают при растягивающей, а знак «минус» – при сжимающей продольной силе.

Напряжения  $\sigma_f$  не должны превышать  $R_{f,ser}$ .

7.39. Значения базового расстояния между трещинами  $l_f$ ; определяются по формуле:

$$l_f = 0,25 \cdot \frac{A_{bt}}{A_f} \cdot d_f \quad (68)$$

и принимают не менее  $10 d_f$  и  $10 \text{ см}$  и не более  $40 d_f$  и  $40 \text{ см}$ .

Здесь  $A_{bt}$  – площадь сечения растянутого бетона;

$A_f$  – площадь сечения растянутой арматуры;

$d_f$  – номинальный диаметр арматуры.

Значения  $A_{bt}$  определяются по высоте растянутой зоны бетона  $x_t$ , используя правила расчета момента образования трещин согласно указаниям 7.32 - 7.37.

В любом случае значение  $A_{bt}$  принимают равным площади сечения при ее высоте в пределах не менее  $2a$  и не более  $0,5h_0$ .

7.40. Значения коэффициента  $\psi_f$  определяются по формуле

$$\psi_f = 1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_{f,crc}}{\sigma_f}, \quad (69)$$

где  $\sigma_{f,crc}$  – напряжение в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин, определяемое по указаниям п. 7.38, принимая в соответствующих формулах значения  $M = M_{crc}$ ;

$\sigma_f$  – то же при действии рассматриваемой нагрузки.

Для изгибаемых элементов значение коэффициента  $\psi_f$  допускается определять по формуле

$$\psi_f = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M}, \quad (70)$$

где  $M_{crc}$  определяют по указаниям п.7.34.

### ***Расчет элементов конструкций по деформациям***

7.41. Расчет элементов конструкций по деформациям производят с учетом эксплуатационных требований, предъявляемых к конструкциям.

Расчет по деформациям следует производить на действие:

- постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок – при ограничении деформации технологическими или конструктивными требованиями;
- постоянных и временных длительных нагрузок – при ограничении деформаций эстетическими требованиями.

7.42. Значения предельно допустимых деформаций элементов принимают согласно МК 2.01.07-96 и нормативным документам на отдельные виды конструкций.

### ***Расчет элементов конструкций по прогибам***

7.43. Расчет элементов конструкций по прогибам производят из условия:

$$f \leq f_{ult}, \quad (71)$$

где  $f$  – прогиб элемента от действия внешней нагрузки;

$f_{ult}$  – значение предельно допустимого прогиба элемента;

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

В тех случаях, когда прогибы элементов в основном зависят от изгибных деформаций, значения прогибов определяют по жесткостным характеристикам согласно пп. 7.44. и 7.53.

7.44. 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 (75).

### ***Определение кривизны элементов конструкции***

7.45. 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 пп. 7.46-7.48

б) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, согласно пп. 7.46-7.47, 7.49-7.51.

Элементы или участки элементов рассматривают без трещин, если трещины не образуются, т.е. условие (46) не выполняется при действии полной нагрузки, включающей постоянную, временную длительную и кратковременную нагрузки.

7.46. Полную кривизну изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов определяют по формулам:

- для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2; \quad (72)$$

- для участков с трещинами в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 \quad (73)$$

В формуле (72):

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

В формуле (73):

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$  – 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  $\left(\frac{1}{r}\right)_1, \left(\frac{1}{r}\right)_2, \left(\frac{1}{r}\right)_3$  определяют согласно указаниям п. 7.47.

7.47. Кривизну элементов  $\frac{1}{r}$  от действия соответствующих нагрузок определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D}, \quad (74)$$

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

$$D = E_{b1} \cdot I_{red}, \quad (75)$$

где  $E_{b1}$  – модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки и с учетом наличия или отсутствия трещин;

$I_{red}$  – 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 определяются по указаниям пп. 7.49 и 7.50 соответственно.

***Жесткость элемента конструкции на участке без трещин в растянутой зоне***

7.48. Жесткость железобетонного элемента  $D$  на участке без трещин определяют по формуле (75).

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

$$I_{red} = I + I_f \cdot \alpha_f, \quad (76)$$

где  $I$  – момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

$I_f$  – момент инерции площади сечения растянутой арматуры относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

$\alpha_f$  – коэффициент приведения арматуры к бетону,

$$\alpha_{f1} = \frac{E_f}{E_{b1}}, \quad (77)$$

Значение  $I$  определяют по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов.

Допускается определять момент инерции  $I_{red}$  без учета арматуры.

Значения модуля деформации бетона в формулах (75) и (77) принимаются равными:

- при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0.85 \cdot E_b; \quad (78)$$

- при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = E_{b\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (79)$$

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент (характеристика) ползучести бетона.

Значение  $\varphi_{b,cr}$  принимается равным при классе бетона на сжатие: В15–4.8, В20–4.0, В25–3.6, В30–3.2, В35–3.0, В40–2.8, В50–2.4, В55–2.2, В60–2.0.

### ***Жесткость элемента конструкций на участке с трещинами в растянутой зоне***

7.49. Жесткость элемента конструкций на участках с трещинами в растянутой зоне определяют с учетом следующих положений:

- сечения после деформирования остаются плоскими;
- напряжения в бетоне сжатой зоны определяются 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  $\psi_f$ .

Жесткость элемента  $D$  на участках с трещинами определяют по формуле (75) и принимают не более жесткости элемента без трещин.

Значения модуля деформации сжатого бетона  $E_{b1}$  принимаются равными значениям приведенного модуля деформации  $E_{b,red}$ , определяемого по формуле:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}}, \quad (80)$$

где  $\varepsilon_{b1,red}$  – относительные деформации бетона, принимаемые равными:

- для тяжелого бетона при непродолжительном действии нагрузки – 0.0015;
- для тяжелого бетона при продолжительном действии нагрузки – 0.0034.

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 и площади сечения растянутой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону  $\alpha_{f1}$

$$I_{red} = I_b + I_f \cdot \alpha_{f1}, \quad (81)$$

где  $I_b$ ,  $I_f$  – моменты инерции площадей сечения соответственно сжатой зоны бетона и растянутой арматуры относительно центра тяжести приведенного, без учета бетона растянутой зоны, поперечного сечения.

Значение  $I_f$  определяют по общим правилам сопротивления материалов, принимая расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного (с коэффициентом приведения  $\alpha_{f1}$ ) поперечного сечения без учета бетона растянутой зоны (рис. 13). Для изгибаемых элементов

$$y_{cm} = x_m,$$

где  $x_m$  – средняя высота сжатой зоны бетона, учитывающая влияние работы растянутого бетона между трещинами и определяемого согласно п. 7.50. (см. рис. 13).

Значение  $I_b$  и  $y_{cm}$  определяют по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов.

Значения коэффициента приведения растянутой арматуры к бетону определяют по п.7.52.

7.50. Для изгибаемых элементов положение нейтральной оси (средняя высота сжатой зоны бетона) определяют из уравнения

$$S_{b0} = \alpha_f \cdot S_{f0}, \quad (82)$$

где  $S_{b0}$  и  $S_{f0}$  – статические моменты соответственно сжатой зоны бетона и растянутой арматуры относительно нейтральной оси.

Для прямоугольных сечений высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x_m = h_0 \left( \sqrt{(\mu_f \alpha_{f1})^2 + 2\mu_f \cdot \alpha_{f1}} - \mu_f \cdot \alpha_{f1} \right), \quad (83)$$



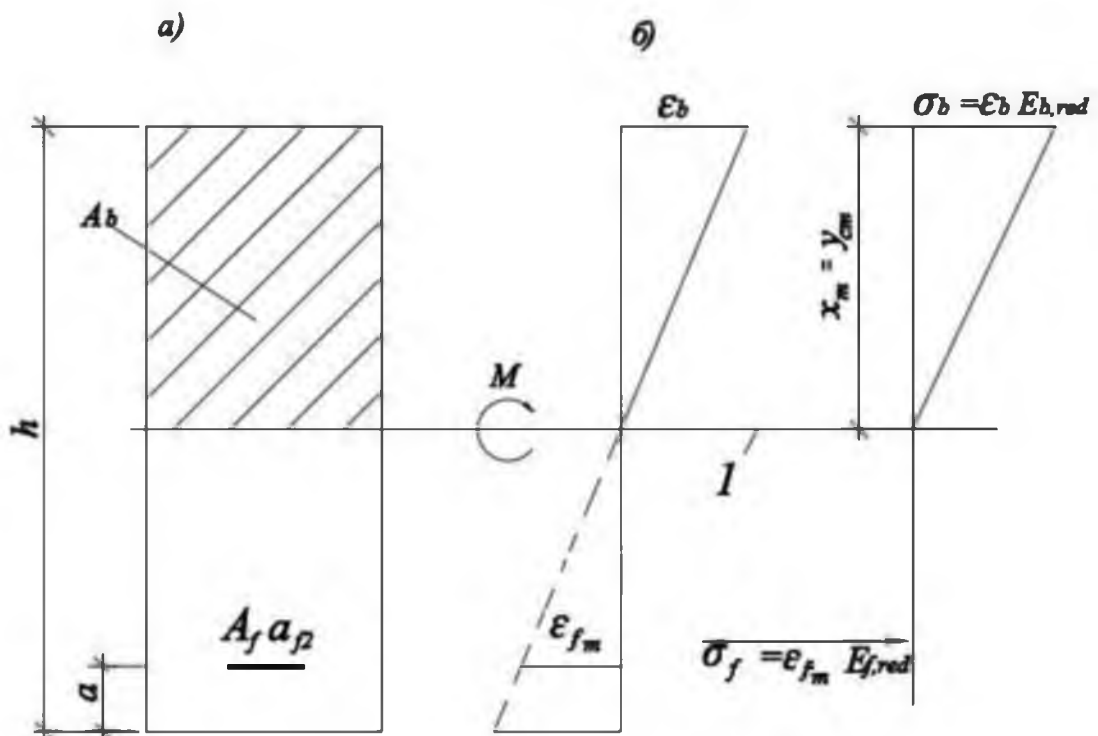
где  $\mu_f = \frac{A_f}{b \cdot h_0}$ .

Для тавровых (с полкой в сжатой зоне) и двутавровых сечений высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x_m = h_0 \left( \sqrt{(\mu_f \alpha_{f1} + \mu'_f)^2 + 2 \left( \mu_f \cdot \alpha_{f1} + \mu'_f \cdot \frac{h'_f}{2h_0} \right)} - (\mu_f \cdot \alpha_{f1} + M'_f) \right), \quad (84)$$

где  $\mu'_f = \frac{A'_f}{bh_0}$ ;

$A'_f$  – площадь сечения свесов сжатой полки.



$I$  – уровень центра тяжести приведенного, без учета растянутой зоны бетона, поперечного сечения

Рис. 13. Приведенное поперечное сечение (а) и схема напряженно-деформированного состояния элемента с трещинами (б) для расчета его по деформациям при действии изгибающего момента.

Для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов положение нейтральной оси (высоту сжатой зоны) определяют из уравнения

$$y_N = \frac{I_{b0} + \alpha_{f1} \cdot I_{f0}}{S_{b0} + \alpha_{f1} \cdot S_{f0}}, \quad (85)$$

где  $y_N$  – расстояние от нейтральной оси до точки приложения продольной силы  $N$ , отстоящей от центра тяжести полного сечения (без учета трещин) на расстоянии  $e_0 = \frac{M}{N}$ .

$I_{b0}, I_{f0}, S_{b0}, S_{f0}$  – моменты инерции и статические моменты соответственно сжатой зоны бетона и растянутой арматуры относительно нейтральной оси. Допускается для элементов прямоугольного сечения высоту сжатой зоны при действии изгибающих моментов  $M$  и продольной силы  $N$  определять по формуле

$$x_m = x_M \pm \frac{I_{red} \cdot N}{A_{red} \cdot M}, \quad (86)$$

где  $x_m$  – высота сжатой зоны изгибаемого элемента, определяемая по формулам (83) – (84);

$I_{red}$ ,  $A_{red}$  – момент инерции и площадь приведенного поперечного сечения, определяемые для полного сечения (без учета трещин).

Значения геометрических характеристик сечения элемента определяют по общим правилам расчета сечения упругих элементов.

В формуле (86) знак «плюс» принимают при сжимающей, а знак «минус» при растягивающей продольной силе.

7.51. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов допускается определять по формуле

$$D = E_{b,red} \cdot A_f \cdot z \cdot (h_0 - x_m), \quad (87)$$

где  $z$  – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне.

Для элементов прямоугольного сечения значение  $z$  определяют по формуле

$$z = h_0 - \frac{1}{3} x_m. \quad (88)$$

Для прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечных сечений элементов значение  $z$  допускается принимать равным  $0.8h_0$ .

7.52. Значения коэффициентов приведения растянутой арматуры к бетону принимают равными:

$$\alpha_{f,1} = \frac{E_{f,red}}{E_{b,red}}, \quad (89)$$

где  $E_{b,red}$  – приведенный модуль деформации сжатого бетона, определяемый при непродолжительном и продолжительном действии нагрузки по указаниям п. 7.49;

$E_{f,red}$  – приведенный модуль деформации растянутой арматуры, определяемый с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами по формуле

$$E_{f,red} = \frac{E_f}{\psi_f} \quad (90)$$

Значения коэффициента  $\psi_f$  определяют по указаниям п. 7.40.

Допускается принимать  $\psi_f=1$  при этом, если условие (71) не удовлетворяется, расчет производят с учетом коэффициента  $\psi_f$ , определяемого по указаниям п. 7.40.

7.53. Прогибы 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 пп. 7.47 и 7.48.

При совместном действии кратковременной и длительной нагрузок полный прогиб элементов без трещин и с трещинами в растянутой зоне определяют путем суммирования прогибов от соответствующих нагрузок по аналогии с суммированием кривизны по п. 7.46, принимая жесткие характеристики  $D$  в зависимости от указанной в этом пункте принятой продолжительности действия рассматриваемой нагрузки.

Допускается при определении жестких характеристик  $D$  элементов с трещинами в растянутой зоне принимать коэффициент  $\psi_f=1$ . 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 продолжительного действия длительной нагрузки с учетом соответствующих значений жестких характеристик  $D$  – подобно тому, как это принято для элементов без трещин.

## **8. КОНСТРУКЦИИ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ АРМАТУРОЙ**

Требования настоящего раздела распространяются на проектирование бетонных конструкций с предварительно напряженной композитной арматурой.

### *Предварительные напряжения арматуры*

8.1 Предварительные напряжения арматуры  $\sigma_{fp}$  следует принимать не более:

- $0,5R_{fn}$  – для стеклокомпозитной и базальтокомпозитной арматуры;
- $0,65R_{fn}$  – для углекомпозитной арматуры.

8.2. 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).

При натяжении арматуры на упоры следует учитывать:

- первые потери – от релаксации предварительных напряжений в арматуре, от температурного перепада при термической обработке конструкций, от деформации анкеров и деформации формы (упоров);
- вторые потери – от усадки и ползучести бетона.

При натяжении арматуры на бетон следует учитывать:

- первые потери – от деформации анкеров, от трения арматуры о стенки каналов;
- вторые потери – от релаксации предварительных напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона.

8.3. Потери от релаксации напряжений арматуры  $\Delta\sigma_{fp1}$  принимаются равными:

- для стеклокомпозитной и базальтокомпозитной

$$\Delta\sigma_{fp1} = 0,2\Delta\sigma_{fp}; \quad (91)$$

- для углекомпозитной арматуры

$$\Delta\sigma_{fp1} = 0,15\Delta\sigma_{fp}. \quad (92)$$

В формулах (91), (92) значение  $\sigma_{fp}$  следует принимать без учета потерь.

При наличии более точных данных о релаксации арматуры допускается принимать иные значения потерь от релаксации.

8.4. Потери  $\Delta\sigma_{fp2}$  от температурного перепада при пропаривании или прогреве бетона  $\Delta t$  °С, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения при нагреве бетона, следует принимать равными

$$\Delta\sigma_{fp2} = 1,25\Delta t. \quad (93)$$

При отсутствии точных данных по температурному перепаду допускается принимать  $\Delta t = 65$  °С.

При наличии более точных данных о температурной обработке конструкции допускается принимать иные значения потерь от температурного перепада.

Максимальное значение температуры при пропаривании конструкции не должно превышать значения температуры стеклования.

8.5. Потери от деформации стальной формы (упоров)  $\Delta\sigma_{fp3}$  при одновременном натяжении арматуры на форму следует определять по формуле

$$\Delta\sigma_{fp3} = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{\Delta l}{l} E_f, \quad (94)$$

где  $n$  – число стержней (групп стержней), натягиваемых одновременно;

$\Delta l$  – 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  $\Delta\sigma_{fp3} = 30\text{МПа}$ .

8.6. Потери от деформации анкеров натяжных устройств  $\Delta\sigma_{fp4}$  при натяжении арматуры на упоры следует определять, по формуле

$$\Delta\sigma_{fp4} = \frac{\Delta l}{l} E_f, \quad (95)$$

где  $\Delta l$  – обжатие анкеров или смещение стержня в зажимах анкеров;

$l$  – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных допускается принимать  $\Delta l = 2\text{ мм}$ .

8.7. При натяжении арматуры на бетон потери от деформации анкеров натяжных устройств  $\Delta\sigma_{fp4}$  определяют по формуле (8.5), в которой принимают  $\Delta l = 2\text{ мм}$ , а потери от трения о стенки каналов или поверхность конструкции определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{fp4} = \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}}\right) \sigma_{fp}, \quad (96)$$

где  $e$  – основание натуральных логарифмов;

$\omega, \delta$  – коэффициенты, определяемые по табл. 16;

$x$  – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м;

$\theta$  – суммарный угол поворота оси арматуры, рад;

$\sigma_{fp}$  – принимается без потерь.

8.8. Потери от усадки бетона  $\Delta\sigma_{fp5}$  при натяжении арматуры на упоры следует определять по формуле

$$\Delta\sigma_{fp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_f, \quad (97)$$

где  $\varepsilon_{b,sh}$  – деформации усадки бетона, значения которых допускается принимать в зависимости от класса бетона:

- 0,0002 – для бетона классов В35 и ниже;
- 0,00025 – для бетона класса В40;
- 0,0003 – для бетона классов В45 и выше.

Таблица 16

Канал или поверхность	Коэффициенты для определения потерь от трения арматуры	
	$\omega$	$\delta$
1. Канал:		
• с металлической поверхностью	0,0030	0,35
• с бетонной поверхностью	0	0,55
образованный жестким каналообразователем	0,0015	0,55
• то же, гибким каналообразователем	0	0,55
2. Бетонная поверхность		

8.9. Потери от ползучести бетона  $\Delta\sigma_{fp6}$  следует определять по формуле

$$\Delta\sigma_{fp6} = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bpj}}{1+\alpha\mu_{fpj}\left(1+\frac{y_{fj}^2 A_{red}}{I_{red}}\right)\cdot(1+0,8\varphi_{b,cr})}, \quad (98)$$

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно п.7.48;

$\sigma_{bpj}$  – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой j-ой группы стержней напрягаемой арматуры;

$y_{fj}$  – 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;

$\mu_{fpj}$  – коэффициент армирования, равный  $A_{fpj}/A$ , где  $A$  и  $A_{fpj}$  – площади поперечного сечения элемента и рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры соответственно.

Напряжения  $\sigma_{bpj}$  определяют по правилам расчета упругих материалов согласно п.8.11, принимая приведенное сечение элемента, включающее площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом приведения арматуры к бетону  $\alpha = \frac{E_f}{E_b}$ .

При  $\sigma_{bpj} < 0$  принимается  $\Delta\sigma_{fp5} = \Delta\sigma_{fp6} = 0$ .

8.10. Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры следует определять по формуле

$$\Delta\sigma_{fp(1)} = \sum_i \Delta\sigma_{fpi}, \quad (99)$$

где  $i$  – номер первых потерь предварительного напряжения.

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь равно:

$$P_{(1)} = \sum_j (A_{fpj} \cdot \sigma_{fp(1)j}), \quad (100)$$

где  $A_{fpj}$  и  $\sigma_{fp(1)j}$  – площадь сечения  $j$ -й группы стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента и предварительное напряжение в группе с учетом первых потерь

$$\sigma_{fp(1)j} = \sigma_{fpj} - \sigma_{fp(1)j}.$$

Здесь  $\sigma_{fpj}$  – начальное предварительное напряжение рассматриваемой группы стержней арматуры.

Полные значения потерь предварительного напряжения арматуры следует определять по формуле

$$\Delta\sigma_{fp(2)} = \sum_i \Delta\sigma_{fpi}, \quad (101)$$

где  $i$  – номер всех потерь предварительного напряжения.

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь принимают равным

$$P_{(2)} = \sum_j (A_{fpj} \cdot \sigma_{fp(2)j}), \quad (102)$$

$$\text{где } \sigma_{fp(2)j} = \sigma_{fpj} - \Delta\sigma_{fp(2)j}.$$

При проектировании конструкций полные суммарные потери  $\Delta\sigma_{fp(2)j}$  следует принимать не менее 50 МПа.

8.11. Предварительные напряжения в бетоне  $\sigma_{bp}$  не должны превышать:

- при передаче усилия предварительного обжатия  $P_{(1)}$ , определяемого с учетом первых потерь – величины  $0,6 R_{bp}$ ;
- в эксплуатационной стадии, при действии усилия предварительного обжатия  $P_{(1)}$ , определяемого с учетом первых потерь, и нормативной длительной нагрузки –  $0,45R_{bp}$ ;
- в эксплуатационной стадии при действии усилия предварительного обжатия  $P_{(2)}$  определяемого с учетом полных потерь, и нормативной нагрузки –  $0,6 R_{bp}$ .

Напряжения в бетоне  $\sigma_{bp}$  определяют по формуле

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(i)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(i)} \cdot e_{op} \cdot Y}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot Y}{I_{red}}, \quad (103)$$

где  $P_{(i)}$  ( $i = 1, 2$ ) – усилие предварительного обжатия с учетом первых или полных потерь;

$M$  – изгибающий момент от соответствующей внешней нагрузки, действующий в стадии обжатия (при передаче усилия предварительного обжатия ( $P_{(1)}$ ) – эта нагрузка от собственного веса конструкции;

$Y$  – расстояние от центра тяжести сечения до рассматриваемого волокна;

$e_{op}$  – эксцентриситет усилия  $P_{(1)}$  или  $P_{(2)}$  относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента.

### **Расчет элементов предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям первой группы**

#### ***Расчет предварительно напряженных конструкций по прочности***

8.12. Расчет предварительно напряженных конструкций 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.

8.13. Расчет по прочности предварительно напряженных конструкций при действии изгибающих моментов следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси.

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 производят на основе предельных усилий согласно пп. 8.18 - 8.22.

8.14. Для конструкций, у которых предельное усилие по прочности оказывается меньше предельного усилия по образованию трещин, площадь сечения продольной растянутой арматуры должна удовлетворять расчету по прочности на действие момента образования трещин.

8.15. Расчет преднапряженных конструкций в стадии обжатия производят как при внецентренном сжатии усилием предварительного обжатия в предельном состоянии согласно пп. 8.20–8.22.

8.16. Расчет предварительно напряженных конструкций по прочности при действии поперечных сил (расчет по наклонным сечениям) и местном действии нагрузки (расчеты на смятие и продавливание) следует производить согласно указаниям пп. 7.16–7.25

8.17. При расчете предварительно напряженных конструкций по прочности следует учитывать возможные отклонения предварительного напряжения, определяемого согласно п. 8.10 путем умножения значения  $\sigma_{fpj}$  (или усилия обжатия  $P_{(j)}$ ) для



рассматриваемого  $j$ -го стержня или группы стержней напрягаемой арматуры на коэффициент  $\gamma_{fp}$ .

Значения коэффициента  $\gamma_{fp}$  принимают равными:

- 0,9 – при благоприятном влиянии предварительного напряжения;
- 1.1 – при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения.

***Расчет предварительно напряженных конструкций  
на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации  
по предельным усилиям***

8.18. Расчет по прочности нормальных сечений следует производить согласно указаниям раздела 7 с учетом дополнительных указаний пп.8.21 – 8.22. При этом в формулах раздела 7 обозначения площадей сечения  $A_f$ , следует относить как к напрягаемой, так и к ненапрягаемой арматуре.

8.19. Значения относительной деформации арматуры растянутой зоны  $\epsilon_f$  при вычислении значения граничной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_R$  следует определять по формулам

$$\epsilon_f = \frac{R_f - \sigma_{fp}}{E_f}, \quad (104)$$

где  $\sigma_{fp}$  – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь, принимаемое при значении коэффициента  $\gamma_{fp} = 0,9$ .

***Расчет предварительно напряженных конструкций в стадии предварительного обжатия***

8.20. При расчете элемента в стадии предварительного обжатия усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчет как внешняя продольная сила, равная

$$N_p = \sigma_{fp} \cdot A_{fp}, \quad (105)$$

где  $A_{fp}$  – площадь сечения напрягаемой арматуры;

$\sigma_{fp}$  – предварительные напряжения с учетом первых потерь с коэффициентом  $\gamma_{fp} = 1.1$ .

8.21. Расчет по прочности конструкций прямоугольного сечения в стадии предварительного обжатия следует производить из условия

$$N_p \cdot e_p \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x), \quad (106)$$

где  $e_p$  – расстояние от точки приложения продольной силы  $N_p$  с учетом влияния изгибающего момента  $M$  от внешней нагрузки, действующей в стадии изготовления (собственная масса элемента), до центра тяжести сечения ненапрягаемой арматуры растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) от этих усилий (рис. 14), определяемое формулой

$$e_p = e_{0p} + 0,5h - a \pm \frac{M}{N_p}, \quad (107)$$

$e_{0p}$  – расстояние от точки приложения силы  $N_p$  до центра тяжести сечения элемента;

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона сжатию, принимаемое по линейной интерполяции как для класса бетона по прочности на сжатие, численно равного передаточной прочности бетона  $R_{bp}$ .

Высоту сжатой зоны бетона определяют в зависимости от величины  $\xi_R$ , вычисляемой по формуле (3):

а) при  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$  (см. рис. 14) по формуле

$$x = \frac{N_p + R_f \cdot A_f}{R_b \cdot b}; \quad (108)$$

б) при  $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$  - по формуле

$$x = \frac{N_p + R_f \cdot A_f \cdot \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R}}{R_b \cdot b + \frac{2R_f \cdot A_f}{h_0(1 + \xi_R)}}. \quad (109)$$

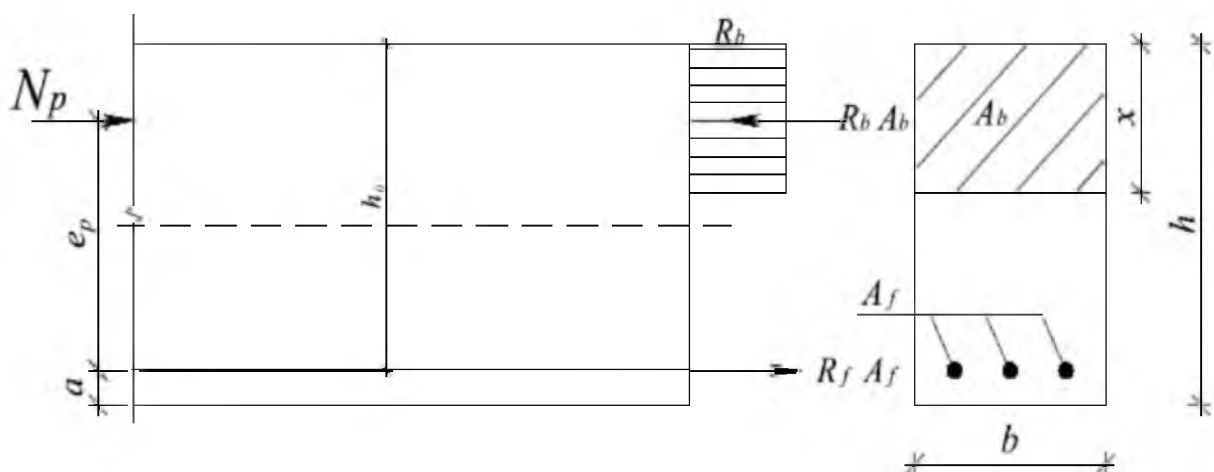


Рис. 14. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемой предварительно напряженной конструкции при ее расчете по прочности в стадии обжатия

8.22. 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. 15,а), т.е. соблюдается условие

$$N_p \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f - R_f \cdot A_f, \quad (110)$$

то расчет производят как для прямоугольного сечения шириной  $b'_f$  согласно п. 8.21;

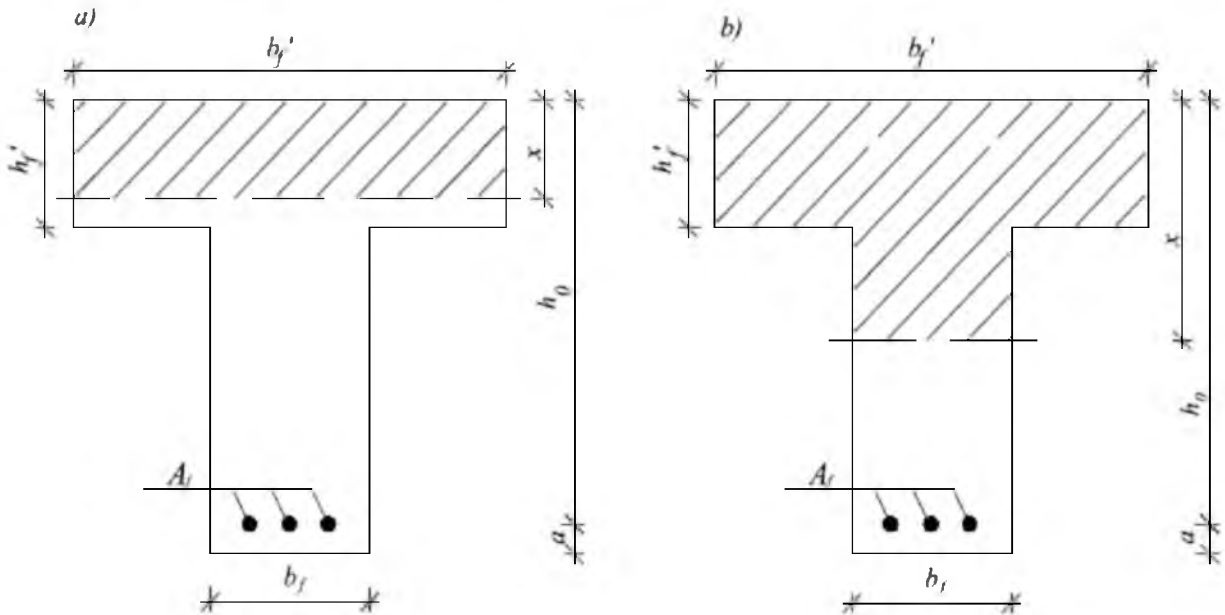


Рис. 15. Положение границы сжатой зоны в сечении изгибаемых элементов

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (см. рис. 15,б), т.е. условие (110) не соблюдается, то расчет производят из условия

$$N_p \cdot e_p \leq R_b \cdot b \cdot x(h_0 - 0,5x) + R_b(b'_f - b) \cdot h'_f(h_0 - 0,5h'_f), \quad (111)$$

где  $e_p = e_{0p} + z_f \pm \frac{M}{N_p}$ ;

$z_f$  – расстояние от центра тяжести сечения элемента до растянутой (наименее сжатой) ненапрягаемой арматуры.

Высоту сжатой зоны определяют по формулам:

а) при  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$  ( $\xi_R$  – вычисляется по формуле (3))

$$x = \frac{N_p + R_f \cdot A_f - R_b(b'_f - d)h'_f}{R_b \cdot b}, \quad (112)$$

б) при  $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$

$$\chi = \frac{N_p + R_f \cdot A_f \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_b (b'_f - d) h'_f}{R_b \cdot b + \frac{2 R_f \cdot A_f}{h_0 (1 + \xi_R)}} \quad (113)$$

### **Расчет предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям второй группы**

8.23. При расчете по образованию трещин в целях их недопущения коэффициент надежности по нагрузке следует принимать как при расчете по прочности ( $\gamma_f > 1,0$ ). При расчете по раскрытию трещин и по деформациям (включая вспомогательный расчет по образованию трещин) коэффициент надежности по нагрузке следует принимать равным  $\gamma_f = 1,0$ .

8.24. 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 конструкций по образованию и раскрытию трещин***

8.25. Расчет предварительно напряженных изгибаемых конструкций по образованию и раскрытию трещин производят исходя из общих положений, указанных в разделе 7 и с учетом указаний пп. 8.26–8.29.

#### ***Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси конструкции***

8.26. Изгибающий момент  $M_{crc}$  при образовании трещин (для элементов прямоугольного и таврового сечений) определяется согласно п. 8.27.

8.27. Момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов с учетом неупругих деформаций растянутого бетона следует определять по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \pm P \cdot e_{яп} \quad (114)$$

где  $W_{pl}$  – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом положений п. 7.34;

$e_{яp} = e_{op} + r$  – 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

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}. \quad (115)$$

В формуле (114) знак "плюс" принимают, когда направления вращения моментов  $P \cdot e_{яp}$  и внешнего изгибающего момента  $M$  противоположны; "минус" – когда направления совпадают.

Значения  $W_{red}$  и  $A_{red}$  определяют согласно указаниям п. 7.35.

Для прямоугольных сечений и тавровых сечений с полкой, расположенной в сжатой зоне, значение  $W_{pl}$  при действии момента в плоскости оси симметрии допускается определять по формуле (52).

8.28. Усилие  $N_{crc}$  при образовании трещин в центрально растянутых элементах определяют по формуле (59).

### *Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси конструкций*

8.29. Ширину раскрытия нормальных трещин следует определять по формуле (60), в которой значение напряжений  $\sigma_f$  в растянутой арматуре изгибаемых предварительно напряженных элементов от внешней нагрузки определяют по формуле

$$\sigma_f = \left[ \frac{M_p(h_0 - y_c)}{I_{red}} - \frac{N_p}{A_{red}} \right] \cdot \alpha_{f1}, \quad (116)$$

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 арматуры согласно п. 7.35.

$N_p$  – усилие предварительного обжатия (см. п. 8.20)

$M_p$  – изгибающий момент от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия, определяемый по формуле

$$M_p = M \pm N_p \cdot e_{op}, \quad (117)$$

здесь  $e_{op}$  – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия  $N_p$  до центра тяжести приведенного сечения.

Знак «минус» в формуле (117) принимают, когда направления вращений моментов  $M$  и  $N_p \cdot e_{op}$  не совпадают, и «плюс» – когда совпадают.

Допускается напряжение  $\sigma_f$  определять по формуле

$$\sigma_f = \frac{M - N_p \cdot (z - e_{fp})}{z \cdot A_f}, \quad (118)$$

где  $z$  – расстояние от центра тяжести арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента;

$e_{fp}$  – расстояние от центра тяжести той же арматуры до точки приложения усилия  $N_p$ .

Для элементов прямоугольного поперечного сечения значение  $Z$  определяют по формуле

$$Z = h_0 - \frac{x_N}{3}, \quad (119)$$

где  $x_N$  – высота сжатой зоны, определяемая согласно п.8.22 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  $0,7h_0$ .

Напряжения  $\sigma_f$ , определяемые по формулам (116), (118) не должны превышать  $(R_{f,ser} - \sigma_{fp})$ .

### ***Расчет предварительно напряженных конструкций по деформациям***

8.30. Расчет предварительно напряженных элементов по деформациям следует производить согласно указаниям пп. 7.41 – 7.53 и с учетом дополнительных указаний пп. 8.31– 8.33.

8.31. Полную кривизну изгибаемых предварительно напряженных элементов для вычисления их прогибов определяют по указаниям п. 7.46, при этом значения кривизны  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ ,  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$  и  $\left(\frac{1}{r}\right)_3$  в формулах (72), (73) определяют по указаниям п. 8.32 с учетом усилия предварительного обжатия.

8.32. Кривизну изгибаемых предварительно напряженных элементов  $\frac{1}{r}$  от действия соответствующих нагрузок определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M - N_p \cdot e_{op}}{D}, \quad (120)$$

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 п.7.47 как для внецентренно сжатого элемента от усилия предварительного обжатия напрягаемой арматуры и с учетом изгибающего момента от внешней нагрузки (рис. 16).

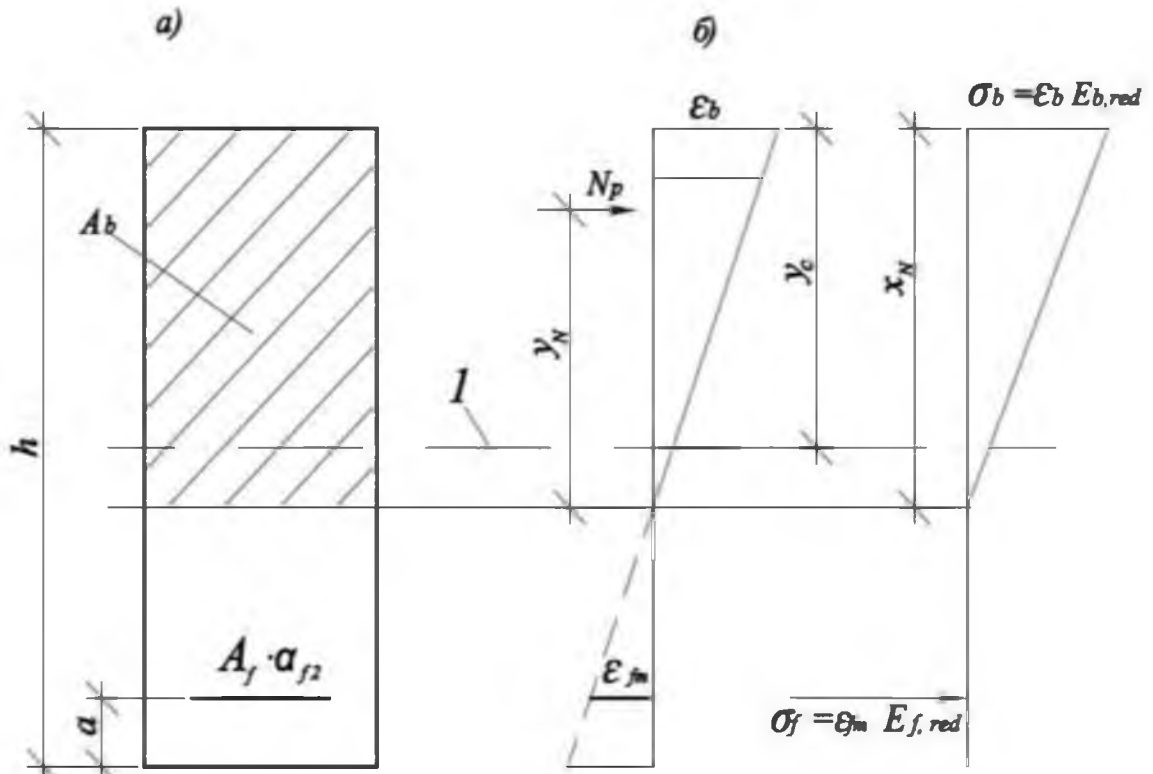


Рис. 16. Приведенное поперечное сечение (а) и схема напряженно-деформированного состояния изгибаемой предварительно напряженной конструкции с трещинами (б) при ее расчете по деформациям.

8.33. Кривизну изгибаемых предварительно напряженных элементов допускается определять по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M - N_p \cdot z_p}{E_{f,red} \cdot A_f \cdot z (h_0 - x_N)}, \quad (121)$$

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. 7.50 с умножением  $\mu_f$  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  $0,3 h_0$ .

## 9. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

### *Требования к геометрическим размерам*

9.1. Для обеспечения безопасности и эксплуатационной пригодности конструкций с композитной арматурой помимо требований к расчету следует также выполнять конструктивные требования к геометрическим размерам к армированию.

Конструктивные требования:

- устанавливаются для тех случаев, когда расчетом не представляется возможным достаточно точно и определенно полностью гарантировать сопротивление конструкции внешним нагрузкам и воздействиям;
- определяют граничные условия, в пределах которых могут быть использованы принятые расчетные положения;
- обеспечивают выполнение технологии изготовления конструкций.

9.2. Геометрические размеры бетонных конструкций с композитной арматурой должны быть не менее величин, обеспечивающих:

- возможность размещения арматуры, анкеровки и совместной работы с бетоном, с учетом требований п. 9.2;
- ограничение гибкости сжатых элементов;
- требуемые показатели качества бетона в конструкции (ГОСТ 13015–2012).

9.3. Размеры сечений внецентренно сжатых конструкций с композитной арматурой для обеспечения их жесткости рекомендуется принимать такими, чтобы их гибкость  $\frac{l_0}{i}$  в любом направлении не превышала:

- 200 – для элементов конструкций;
- 120 – для колонн, являющихся элементами зданий.

9.4. Предварительно напряженные сборные изделия следует конструировать с учетом способа захвата и закрепления композитной арматуры, условий передачи предварительного напряжения на бетон и снятия изделия с формы. При этом применяется способ натяжения арматуры на упоры до бетонирования изделия.

Арматурные изделия из ненапрягаемой композитной арматуры целесообразно проектировать в виде укрупнённых блоков и пространственных каркасов для сокращения времени укладки в форму (опалубку).

### *Арматурные изделия*

9.5. К арматурным изделиям из композитной арматуры применяемым в бетонных конструкциях, относятся:



- отдельные арматурные стержни периодического профиля;
- плоские и рулонные сетки (в дальнейшем сетки);
- плоские и пространственные каркасы, состоящие из плоских каркасов и сеток.

9.6. Сортамент стержней композитной арматуры для бетонных конструкций (табл. 18) строится по номинальным диаметрам стержней и их номинальной массе длиной 1 м (см. пп. 6.19-6.22)

9.7. Изделия (сетки, каркасы) из стержней композитной арматуры конструируют индивидуальными с учетом их изготовления методом перевязки.

При конструировании арматурных изделий допускается использовать унифицированные сетки из композитной арматуры, выпускаемыми предприятиями-изготовителями композитной полимерной арматуры.

При конструировании арматурных изделий из стержней композитной арматуры следует стремиться к сокращению количества их типоразмеров как в пределах элемента, так и в пределах ряда конструкций.

9.8. Сетки и каркасы конструируют связыванием, с применением стальной низкоуглеродистой проволоки (“вязальной”) согласно ГОСТ 6727-80 без покрытия, или с цинковым покрытием в зависимости от условий окружающей среды. В среде с агрессивной степенью воздействия следует применять “вязальную” проволоку с цинковым покрытием. Для связывания стержней композитной арматуры можно применять самозащелкивающиеся пластиковые элементы.

Схемы связывания стержней в сетках и каркасах – см. рис. 17, 18, 19, 20 .

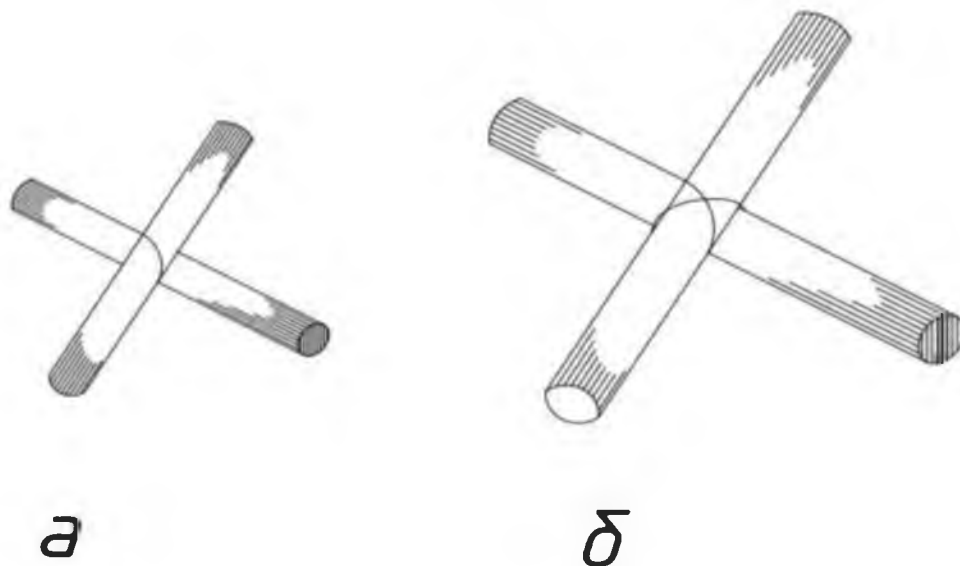
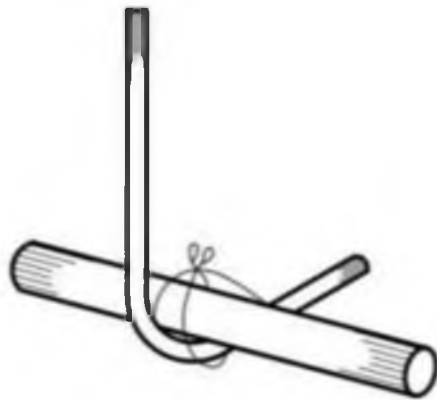


Рис. 17. Связывание стержней композитной арматуры в сетке

Таблица 18

Номинальн ый диаметр стержней, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см <sup>2</sup> , при количестве стержней										Масса стержня длиной 1м, кг	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	АСК, АБК	АУК
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,015	0,013
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,027	0,022
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,041	0,034
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,12	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,059	0,049
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,081	0,067
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,106	0,088
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,165	0,137
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,238	0,198
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	0,323	0,269
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	0,422	0,352
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	0,504	0,445
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	0,660	0,550
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	0,798	0,665
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	1,031	0,859

а)



б)

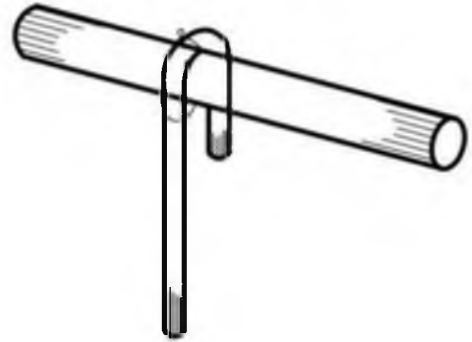
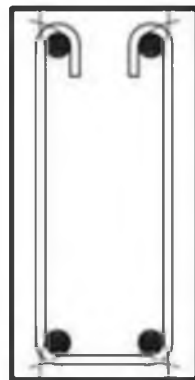


Рис. 18. Связывание стержней композитной арматуры в каркасах:

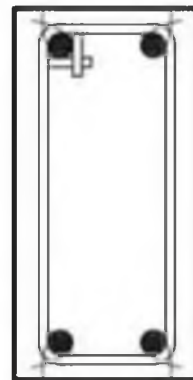
а) с хомутом из композитной арматуры

б) то же из стальной арматуры.

Примечание. Радиус загиба хомутов из композитной арматуры принимается не менее  $6d$



а)



б)

Рис. 19. Сечения балок, армированных пространственным каркасом:

а – с открытым хомутом; б – с замкнутым хомутом.

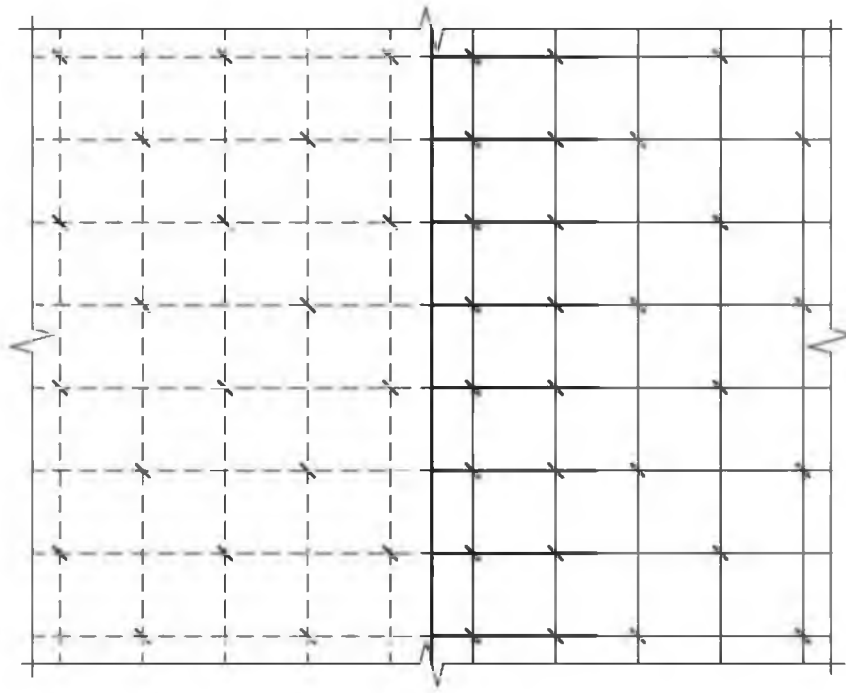


Рис. 20. Схема связывания стержней композитной арматуры в сетке и соединение арматурных сеток

### *Защитный слой бетона*

9.9. 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;
- огнестойкость конструкций.

9.10 Минимальные значения толщины слоя бетона рабочей арматуры следует принимать по таблице 19.

Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры.

Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует принимать не менее диаметра стержня арматуры.

### Минимальные расстояния между стержнями арматуры

9.11. 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:

Таблица 19

№ п/п	Условия эксплуатации конструкций зданий	Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее
1	В закрытых помещениях	25
2	На открытом воздухе и в грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки	35

- 25 мм – при горизонтальном 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  $d_{f,red} = \sqrt{\sum_i^n d_{fi}^2}$ , где  $d_{fi}$  – диаметр одного стержня в пучке;  $n$  – число стержней в пучке.

### Продольное армирование

9.12. Площадь сечения продольной растянутой, арматуры в процентах от площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутавового) сечения на рабочую высоту сечения,  $\mu_f = \frac{A_f}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$ , следует принимать не менее, чем  $26 \frac{\bar{R}_{bt}}{R_{f,n}}$ , (где  $R_{f,n}$  – нормативная прочность композитной арматуры на растяжение;  $\bar{R}_{bt}$  – средняя прочность бетона на растяжения) и не менее:

- 0,13% – в изгибаемых, внецентренно растянутых элементах и внецентренно сжатых элементах при гибкости  $\frac{l_0}{i} \leq 17$  (для прямоугольных сечений  $\frac{l_0}{h} \leq 5$ );
- 0,33% – во внецентренно сжатых элементах при гибкости  $\frac{l_0}{i} \geq 87$  (для прямоугольных сечений  $\frac{l_0}{h} \geq 25$ );
- для промежуточных значений гибкости элементов значение  $\mu_f$  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 больше указанных выше значений и относить ее к полной площади сечения бетона.

9.13. В линейных конструкциях и плитах наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, обеспечивающие эффективное вовлечение в работу бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций, должны быть не более следующих значений.

В балках и плитах:

- 200 мм – при высоте поперечного сечения  $h \leq 150$  мм;
- $1,5 h$ , и 300 мм – при высоте поперечного сечения  $h > 150$  мм;

В колоннах:

- 400 мм – в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба;
- 500 мм – в направлении плоскости изгиба.

В стенах расстояния между стержнями вертикальной арматуры принимают не более  $2t$  и 300 мм ( $t$  – толщина стены), а горизонтальной арматуры – не более 300 мм.

9.14. 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***

9.15. Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также в целях ограничения развития трещин, удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей конструкции, вблизи которых ставится продольная арматура.

9.16. Диаметр поперечной арматуры в каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм.

9.17. В конструкциях, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, установку поперечной арматуры следует предусматривать с шагом не более  $0.5h_0$  и не более 300 мм.

В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторестрированных 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  $0.75h_0$  и не более 500 мм.

9.18. 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.

9.19. Поперечную арматуру в плитах в зоне продавливания в направлении, перпендикулярном сторонам расчетного контура, устанавливают с шагом не более  $1/3h_0$  и не более 300 мм. Стержни, ближайшие к контуру грузовой площади, располагают не ближе  $\frac{h_0}{3}$  и не далее  $\frac{h_0}{2}$  от этого контура.

При этом ширина зоны постановки поперечной арматуры (от контура грузовой площади) должна быть не менее  $1.5h_0$ .

Расстояния между стержнями поперечной арматуры в направлении, параллельном сторонам расчетного контура, принимают не более  $1/4$  длины соответствующей стороны расчетного контура.

9.20. У концов предварительно напряженных элементов должна быть установлена дополнительная поперечная арматура (хомуты и т.п. с шагом 50–100мм) на длине участка не менее  $0.6$  длины зоны передачи предварительного напряжения  $l_p$ , а в элементах из легкого бетона классов В7,5 – В12,5 – с шагом 50 мм на длине участка не менее  $l_p$  и не менее 200 мм.

### Анкеровка арматуры

9.21. Анкеровку арматуры осуществляют в виде прямого окончания стержня (прямая анкеровка) или с применением специальных анкерных устройств на конце стержня.

9.223. При расчете длины анкеровки арматуры следует учитывать способ анкеровки, диаметр арматуры, прочность бетона и его напряженное состояние в зоне анкеровки, конструктивное решение элемента в зоне анкеровки.

9.23. Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления  $R_f$  на бетон, определяют по формуле

$$l_{0,an} = \frac{R_f \cdot A_f}{R_{bond} \cdot u_f}, \quad (122)$$

где  $A_f$  и  $u_f$  – 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 принимаемая равным  $2R_{bt}$ ,

здесь  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению.

9.24. Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяют по формуле

$$l_{an} = l_{0,an} \frac{A_{f,cal}}{A_{f,ef}}, \quad (123)$$

где  $l_{0,an}$  – базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (9.1);

$A_{f,cal}, A_{f,ef}$  – площади поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету и фактически установленная.

При этом длину анкеровки следует принимать не менее  $15d_f$ , и 200 мм, а для ненапрягаемых стержней также не менее  $0,3l_{0,an}$ .

Для элементов из мелкозернистого бетона группы «А» требуемая расчетная величина длины анкеровки должна быть увеличена на  $10d_f$  для растянутого бетона и на  $5d_f$  – для сжатого.

9.25. Усилие  $N_f$ , воспринимаемое заделанным в бетоно-арматурным стержнем, определяется по формуле

$$N_f = R_f \cdot A_f \cdot \frac{l_f}{l_{an}} \leq R_f \cdot A_f, \quad (124)$$

где  $l_{an}$  – длина заделки (анкеровки), определяемая согласно п. 9.25, принимая соотношение  $\frac{A_{f,cal}}{A_{f,ef}} = 1$ ;

$l_f$  – расстояние от конца стержня, заделанного в бетон, до рассматриваемого поперечного сечения элемента;

9.26. На крайних свободных опорах элементов длина запуска растянутых стержней ненапрягаемой арматуры за внутреннюю грань свободной опоры при выполнении условия  $Q \leq Q_{bt}$  (см. пп. 7.16– 7.18) должна составлять не менее  $5d_s$ . Если указанное условие не соблюдается, длину запуска арматуры за грань опоры определяют согласно указаниям п. 9.25.

### **Соединения арматуры**

9.27. Для соединения ненапрягаемой композитной арматуры следует принимать стыки внахлестку.

Стыки растянутой арматуры должны иметь длину перепуска (нахлестки) не менее значения длины  $l_l$ , определяемого по формуле

$$l_l = \alpha \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \quad (126)$$

где  $l_{0,an}$  – базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (122);

$\alpha = 1,6$  – коэффициент, учитывающий влияние напряженного состояния арматуры, конструктивного решения элемента в зоне соединения стержней, количество стыкуемой



арматуры в одном сечении по отношению к общему количеству арматуры в этом сечении, расстояния между стыкуемыми стержнями.

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%;
- усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой, поставленной в пределах с тыка, 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  $4d_f$ ;
- расстояние между соседними стыками внахлестку (по ширине элемента) должно быть не менее  $2d_f$  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.

В любом случае фактическая длина перепуска должна быть не менее  $0,4a \cdot l_{0,an}$ , не менее  $20d_f$  и не менее 250 мм.

9.28. Продольное соединение стержней композитной полимерной арматуры может осуществляться встык при помощи полимерных или стальных муфт, обеспечивающих равнопрочное соединение.

9.29. В конструкциях с композитной полимерной арматурой, предназначенных для эксплуатации в условиях агрессивных сред, следует использовать стальные арматурные и закладные изделия из нержавеющей стали либо с защитными покрытиями в соответствии с требованиями КМК 3.04.02-97.

9.30. Монтажные петли сборных конструкций с композитной полимерной арматурой следует выполнять из стальной арматуры класса АІ.

## 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;  
 $R_f, R_{f,ser}$  — расчетные сопротивления композитной арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;  
 $R_{fw}$  — расчетное сопротивление поперечной композитной арматуры растяжению;  
 $E_b$  — начальный модуль упругости бетона при сжатии;  
 $E_{b,red}$  — приведенный модуль деформации сжатого бетона;  
 $E_f$  — модуль упругости композитной арматуры;  
 $E_{f,red}$  — приведенный модуль деформации композитной арматуры, расположенной в растянутой зоне элемента с трещинами;  
 $\varepsilon_{bo}, \varepsilon_{bto}$  — предельные относительные деформации бетона соответственно при равномерном осевом сжатии и осевом растяжении;  
 $\varepsilon_{fo}$  — относительные деформации композитной арматуры при напряжении, равном  $R_f$ ;  
 $\varepsilon_{b,sh}$  — относительные деформации усадка бетона;  
 $\varphi_{b,cr}$  — коэффициент ползучести бетона;  
 $\alpha_f$  — отношение соответствующих модулей упругости композитной арматуры  $E_f$  и бетона  $E_b$ .

## **Характеристики положения продольной композитной арматуры в поперечном сечении элемента**

$f$  — обозначение продольной композитной арматуры:

- а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения, расположенной в растянутой зоне;
- б) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении:
  - для внецентренно растянутых элементов - расположенной у более растянутой грани сечения;
  - для центрально-растянутых элементов – всей арматуры в поперечном сечении элемента.

### **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;

$h_0, h'_0$  — рабочая высота сечения, равная соответственно  $h-a$  и  $h-a'$ ;

$x$  — высота сжатой зоны бетона;

$\xi$  — относительная высота сжатой зоны бетона, равная  $\frac{x}{h_0}$ ;

$s_w$  — расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

$e_0$  — эксцентриситет продольной силы  $N$  относительно центра тяжести приведенного сечения;

$e, e'$  — 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;

$u_n$  — 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 композитной арматуре на бетон;

$l_0$  — расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы;

$i$  — радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тяжести сечения;

$d_f, d_{fw}$  — номинальный диаметр стержней соответственно продольной и поперечной композитной арматуры;

$A_f$  — площадь сечения композитной арматуры;

$F_{fw}$  — площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

$M_f$  — коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры  $f$  к площади поперечного сечения элемента  $b h_0$  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 всего бетонного сечения 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 композитной арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

$P_{(1)}, P_{(2)}$  — усилие в напрягаемой композитной арматуре с учетом соответственно первых и всех потерь предварительного напряжения;

$\sigma_{sp}$  — предварительное напряжение в напрягаемой композитной

арматуре с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

$\Delta\sigma_{fp}$  — потери предварительного напряжения в композитной арматуре;

$\sigma_{bp}$  — сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения в композитной арматуре.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ.....	83
2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	84
3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	85
4. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К БЕТОННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ С КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ АРМАТУРОЙ.....	85
5. ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ КОНСТРУКЦИЙ С КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ АРМАТУРОЙ.....	86
6. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ И ИЗДЕЛИЙ С КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ АРМАТУРОЙ.....	87
7. КОНСТРУКЦИИ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ АРМАТУРЫ.....	99
8. КОНСТРУКЦИИ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ АРМАТУРОЙ.....	130
9. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ.....	143
ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ.....	153