

Министерство образования и науки  
Российской Федерации  
ГОУ ВПО «Братский государственный университет»

Чевская Е.А.

Расчет железобетонных конструкций  
по двум группам предельных состояний

Учебное пособие

Братск, 2010

## ВВЕДЕНИЕ

Настоящее учебное пособие является вторым изданием, дополненным и переработанным в соответствии с действующей нормативной документацией по проектированию железобетонных конструкций.

Данная работа существенно отличается от предыдущей. В нее включены сведения из истории развития методов расчета строительных конструкций, новая глава о стадиях напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций, два варианта маркировки арматуры (в соответствии с российскими нормами СНиП 2.01.03-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции» и СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения»).

Теоретический материал сопровождается необходимыми для проектирования данными: расчетными и нормативными характеристиками материалов, значениями различных коэффициентов.

Пособие предназначено для студентов и магистрантов, обучающихся по направлению «Строительство».

### 1. ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет строительных конструкций производят для обеспечения заданных условий в процессе их возведения и эксплуатации при минимальных расходах материалов, денежных ресурсов и наименьших затратах труда.

В истории развития методов расчета строительных конструкций выделяют три основных периода:

**1. Расчет строительных конструкций по допускаемым напряжениям** применялся в СССР до 1938 г.;

**2. Расчет строительных конструкций по разрушающим усилиям** официально использовался для конструкций из всех материалов в период с 1938 г. по 1955 г.;

**3. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям** применяется с 1955 г. по настоящее время.

Первые нормативные документы на проектирование железобетонных конструкций, основанные на расчете по допускаемым напряжениям, появились в России в 1907 – 1908 гг. Данный метод применялся в нашей стране до 1938 г. Согласно этому методу бетон рассматривался как упругий материал. В основу расчетных зависимостей были положены закон Гука и гипотеза плоских сечений. Вместо действительного сечения железобетонного элемента в расчете применялось приведенное бетонное сечение, в котором арматура заменялась эквивалентным по прочности количеством бетона, при этом сопротивлением бетона растянутой зоны пренебрегали. В результате расчета определялись напряжения в бетоне и арматуре от эксплуатационных нагрузок. Полученные напряжения не должны были превышать допустимые значения. Величина допускаемых напряжений определялась как доля от предела прочности с учетом обобщенного коэффициента запаса. Однако у данного метода расчета были серьезные недостатки: не учитывались пластические свойства железобетона; не было возможности определять действительные напряжения; находить разрушающую нагрузку и т.д. Таким образом, сама практика заставила исследователей искать теоретические основы, отражающие действительную работу железобетонных элементов.

Так, в 20-е годы в нашей стране появились принципиально новые методы расчета железобетонных элементов с учетом неупругих деформаций. В результате исследований, проведенных советскими учеными (А.Ф. Лолейт, А.А. Гвоздев и др.), в начале 30-х годов был разработан метод, позволивший учесть упругопластические свойства железобетона. Данная методика расчета строительных конструкций по разрушающим нагрузкам была положена в основу норм проектирования железобетонных конструкций в 1934 – 1938 гг.

Метод расчета сечений железобетонных элементов по разрушающим нагрузкам основывался на работе конструктивного элемента в III стадии напряженно-деформированного состояния, при этом соблюдалось условие, что напряжения в бетоне и арматуре достигают предельных значений. В рассматриваемом методе по принятым напряжениям в сечении, установленным экспериментальными исследованиями, определялось значение разрушающего

усилия. Метод позволял назначать общий для всего сечения коэффициент запаса. Допускаемая нагрузка находилась путем деления разрушающей нагрузки на принятый коэффициент запаса. Данный метод более точно отражал действительную работу сечений железобетонных элементов, подтверждался экспериментально и считался огромным прорывом в развитии теории железобетона. Однако и этот метод имел ряд недостатков: использовался единый коэффициент запаса, который лишь весьма приближенно учитывал многообразие факторов, влияющих на работу конструкции; отсутствовала возможность оценки работы железобетонных конструкций на стадиях, предшествующих разрушению.

Дальнейшее развитие теории железобетона привело к появлению в России в 1955 г. единого метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям, положенного в основу Строительных норм и правил. Данный метод заключается в следующем: если на конструкцию действуют максимально возможные нагрузки, а прочность бетона и арматуры минимальна и условия эксплуатации неблагоприятны, конструкция остается прочной, не разрушается и не получает недопустимых прогибов или трещин. При обеспечении этого условия возможно получение более экономичного решения, нежели при расчете по ранее применявшимся методам.

## **2. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**Предельным состоянием** называется такое состояние конструкции, при котором она перестает удовлетворять заданным требованиям эксплуатации или изготовления, т.е. дальнейшая эксплуатация конструкции становится невозможной вследствие потери способности сопротивляться внешним нагрузкам или вследствие получения недопустимых перемещений или местных повреждений.

Основной задачей расчета по методу предельных состояний является создание условий, не допускающих переход конструкций в предельное состояние в течение всего срока эксплуатации.

## 2.1. Определение предельных состояний

В соответствии с основной задачей расчета по методу предельных состояний были установлены две группы предельных состояний:

**1 группа – по несущей способности.** Выполняются расчеты по потере несущей способности или полной непригодности к эксплуатации, т.е. расчеты на прочность, устойчивость, выносливость.

Цель расчета: обеспечить прочность конструкции при хрупком, вязком или ином характере разрушения, при потере устойчивости формы конструкции или ее положения, при усталостном разрушении, при разрушении от совместных воздействий силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды.

Расчет по первой группе предельных состояний выполняется в общем случае для всех этапов работы конструкции и ее элементов: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации.

При расчете по I группе предельных состояний несущая способность будет обеспечена при выполнении условия:

$$F \leq F_n (S, R_{bn}, \gamma_b, \gamma_{bi}, R_{sn}, \gamma_s, \gamma_{si}), \quad (2.1)$$

где  $F$  – наибольшее возможное усилие (продольная, поперечная сила, момент) в рассматриваемом элементе конструкции, возникающее в нем от невыгодного сочетания внешних нагрузок или иных воздействий; функция эксплуатационной нагрузки, коэффициента надежности по нагрузке и других факторов;  $F_n (S, R_{bn}, \gamma_b, \gamma_{bi}, R_{sn}, \gamma_s, \gamma_{si})$  – наименьшая возможная величина несущей способности элемента, функция геометрических характеристик сечения, прочности материалов, коэффициентов условий работы.

**2 группа – по пригодности к нормальной эксплуатации.** Выполняются расчеты на образование, раскрытие (закрытие) трещин и чрезмерные перемещения (прогибы, углы поворота, углы перекоса, амплитуды колебаний).

Цель расчета: не допустить в конструкции возникновения чрезмерных перемещений (прогибов, углов перекоса, поворота, колебаний), а также чрезмерного образования и раскрытия трещин,

затрудняющих нормальную эксплуатацию или снижающих долговечность конструкции.

Расчет по второй группе предельных состояний должен гарантировать сохранение эксплуатационных качеств конструкции с учетом изменчивости прочностных и деформативных свойств материалов.

При расчете по II группе предельных состояний должно соблюдаться условие:

$$\Delta \leq [\Delta], \quad (2.2)$$

где  $\Delta$  – величина обратимых деформаций, возникающих в результате действия эксплуатационных нагрузок;  $[\Delta]$  – соответствующая предельная величина, установленная нормами или заданная при проектировании и гарантирующая нормальную эксплуатацию конструкции.

Удовлетворение требований (2.2) II группы предельных состояний в общем случае включает расчеты по образованию, раскрытию трещин и по деформациям (прогибам, перемещениям и пр.).

**Расчет по образованию трещин.** Трещины в элементе не появляются, если выполняется условие:

$$F \leq F_{crc}, \quad (2.3)$$

здесь  $F$  – максимально возможное усилие в сечении элемента от действующей нагрузки;  $F_{crc}$  – минимально возможное усилие, воспринимаемое сечением перед образованием трещин.

**Расчет по раскрытию трещин.** Если по условиям эксплуатации образование трещин допустимо, то должна быть ограничена ширина их раскрытия, т.е. должно соблюдаться условие:

$$a_{crc} \leq [a_{crc}], \quad (2.4)$$

где  $a_{crc}$  – установленная расчетами ширина раскрытия трещин;  $[a_{crc}]$  – установленная нормами предельно допустимая ширина раскрытия трещин, зависящая от условий работы конструкции.

**Расчет по деформациям (перемещениям, прогибам).** При необходимости ограничения прогиба конструкции должно выполняться условие:

$$f \leq [f], \quad (2.5)$$

где  $f$  – установленная расчетами величина прогиба конструкции;  $[f]$  – предельно допустимое значение прогиба, установленное нормами.

## 2.2. Коэффициенты запаса

Нагрузки, действующие на конструкцию и прочностные характеристики материалов, из которых конструкция изготовлена, обладают изменчивостью и могут отличаться от средних значений.

Поэтому для обеспечения того, чтобы за время нормальной эксплуатации конструкций не наступило ни одного из предельных состояний, вводится система расчетных коэффициентов, учитывающих возможные отклонения (в неблагоприятную сторону) различных факторов, влияющих на надежную работу конструкции и здания в целом:

- коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  – учитывают изменчивость нагрузок или воздействий;

- коэффициенты надежности по бетону  $\gamma_b$  и арматуре  $\gamma_s$  – учитывают изменчивость прочностных свойств бетона и арматуры соответственно;

- коэффициенты надежности по назначению конструкции  $\gamma_n$  – учитывают степень ответственности и капитальности зданий и сооружений;

- коэффициенты условий работы бетона  $\gamma_{bi}$  и арматуры  $\gamma_{si}$  – учитывают различные особенности работы материалов и конструкций в целом.

Вышеназванные коэффициенты позволяют обеспечить требуемую надежность работы конструкций для всех стадий: проектирования, изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации.

Так, значения нагрузок следует определять с учетом коэффициентов надежности по нагрузке  $\gamma_f$  (табл. 2.1) и назначению  $\gamma_n$  (табл. 2.2) [3].

Таблица 2.1

**Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$** 

Конструкции сооружений и вид грунтов	Числовое значение
<b>Конструкции:</b>	
-металлические	1,05
- бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м <sup>3</sup> ), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
- бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м <sup>3</sup> и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т.п.), выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
<b>Грунты:</b>	
в природном залегании	1,1
насыпные	1,15

Таблица 2.2

**Коэффициенты надежности по назначению  $\gamma_n$** 

Класс ответственности зданий и сооружений	Числовое значение
Класс I	1,0
Класс II	0,95
Класс III	0,9
Для временных зданий и сооружений со сроком службы до 5 лет	0,8

**2.3. Нагрузки и воздействия**

При проектировании железобетонных конструкций следует учитывать нагрузки, возникающие при возведении и эксплуатации зданий и сооружений, а также при изготовлении, хранении и перевозке строительных конструкций.

В расчетах используют нормативные и расчетные значения нагрузок.

**Нормативные нагрузки  $q^n$**  – это наибольшие значения нагрузок, действующих на конструкцию при нормальных условиях эксплуатации. Фактические нагрузки в силу разных обстоятельств отличаются от нормативных в большую или меньшую сторону, что учитывается в расчетах коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f$ .

Расчетные нагрузки определяются путем умножения нормативной нагрузки на соответствующий коэффициент надежности по нагрузке:

$$q = q^n \cdot \gamma_f, \quad (2.6)$$

где  $q^n$  – нормативная нагрузка;  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, соответствующий рассматриваемому предельному состоянию.

При расчете по первой группе предельных состояний  $\gamma_f$  принимают: для постоянных нагрузок – 1,1 ... 1,3; для временных нагрузок – 1,2 ... 1,6.

При расчете по второй группе предельных состояний, учитывая меньшую опасность наступления подобного состояния,  $\gamma_f$  принимают равным 1.

В зависимости от продолжительности действия нагрузки делятся на постоянные и временные.

**Постоянными** называются нагрузки, действующие в течение всего периода эксплуатации. К ним относят: вес частей сооружений и зданий, в том числе вес несущих и ограждающих конструкций; вес и давление грунтов (насыпей, насыпок); воздействие предварительного напряжения.

**Временными** называются нагрузки, изменяющиеся в процессе эксплуатации по величине и расположению. Они, в свою очередь, в зависимости от продолжительности действия, подразделяются на длительные, кратковременные и особые.

К *временным длительным нагрузкам* относят: вес стационарного оборудования (станков, аппаратов, моторов, емкостей, конвейеров и пр.); давление газов, жидкостей, сыпучих материалов; нагрузку от складываемых материалов и стеллажей в складах, холодильниках, книгохранилищах, библиотеках и подсобных помещениях.

К *кратковременным нагрузкам* – вес людей; часть снеговых нагрузок; ветровые; крановые; нагрузки, возникающие при монтаже и ремонте конструкций.

К *особым нагрузкам* – сейсмические, взрывные, аварийные и другие подобные воздействия.

Здания и сооружения подвергаются одновременному воздействию различных нагрузок, поэтому их расчет должен выполняться с учетом наиболее неблагоприятного сочетания этих нагрузок или усилий. В зависимости от состава учитываемых нагрузок различают:

- *основные сочетания*, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

- *особые сочетания*, включающие постоянные, длительные, кратковременные и одну из особых нагрузок.

Вероятность одновременного появления наибольших нагрузок или усилий учитывается коэффициентами сочетаний  $\psi_1$  и  $\psi_2$ . Если в основное сочетание включается постоянная и только одна временная нагрузка (длительная или кратковременная), то коэффициенты сочетаний принимают равными 1, при учете двух и более временных нагрузок, последние умножают на  $\psi_1 = 0,95$  при длительных нагрузках и  $\psi_1 = 0,9$  при кратковременных, так как принято считать маловероятным, что при одновременном действии вышеперечисленные нагрузки достигнут наибольших расчетных значений.

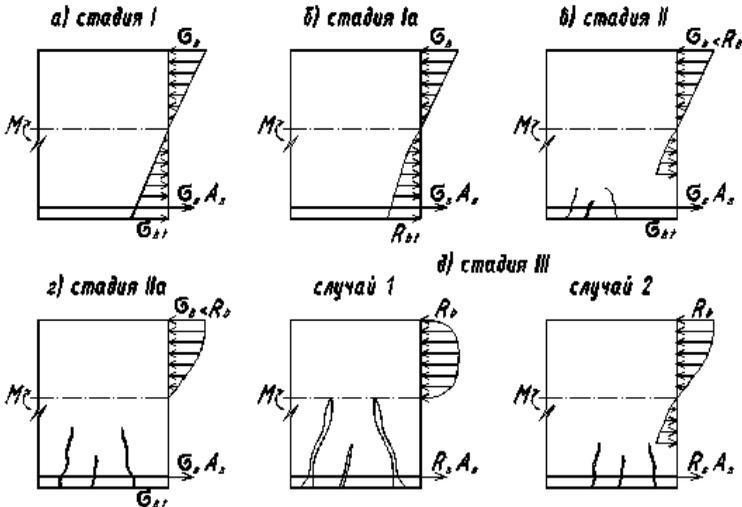
#### **2.4. Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов**

Экспериментальные исследования различных железобетонных элементов (изгибаемых, внецентренно-растянутых, внецентренно-сжатых) показали, что при равномерном увеличении нагрузки элемент испытывает три характерные стадии напряженно-деформированного состояния (рис.2.1).

**Стадия I.** Соответствует начальной стадии загрузки конструкции до образования трещин в бетоне растянутой зоны (рис.2.1, а и б). На этой стадии напряжения в бетоне меньше временного сопротивления растяжению и растягивающие усилия воспринимают-

ся бетоном и арматурой совместно, благодаря имеющемуся между ними сцеплению.

При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины, т.е. элемент переходит в новое качественное состояние.



**Рис.2.1. Стадии напряженно-деформированного состояния в изгибаемом элементе без предварительного напряжения**

**Стадия II.** Соответствует состоянию железобетонного элемента после появления трещин в бетоне растянутой зоны (рис.2.1, в). На данной стадии в сечении с трещинами усилия в растянутой зоне воспринимаются арматурой и участком растянутого бетона над трещиной. При этом максимальные напряжения еще не достигают призменной прочности бетона ( $\sigma_b < R_b$ ). На участке между трещинами усилия воспринимаются арматурой и бетоном совместно, вследствие сохранения сцепления бетона с арматурой.

С увеличением нагрузки трещины все более раскрываются и развиваются в верхнюю зону конструкции. Конец II стадии характеризуется началом развития неупругих деформаций в растянутой арматуре и сжатой зоне бетона.

**Стадия III.** Соответствует разрушению железобетонного элемента. Данная стадия характеризуется относительно коротким пе-

риодом работы элемента. В зависимости от степени армирования конструкции последовательность достижения предельных напряжений в растянутой арматуре и сжатой зоне бетона различна. При этом различают два возможных случая разрушения: III стадия случай 1 и III стадия случай 2 (рис.2.1, д).

*Случай 1* характеризует развитие напряженно-деформированного состояния конструкции, запроектированной в соответствии с требованиями действующих нормативных документов (сечение не переармировано). В этом случае разрушение железобетонного элемента начинается тогда когда напряжения в растянутой стержневой арматуре достигают физического или условного предела текучести (в высокопрочной арматурной проволоке – временного сопротивления растяжению) и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны. При этом растянутый бетон полностью выключен из работы развивающейся на всю высоту сечения трещиной.

*Случай 2* характеризует предельное состояние переармированного элемента. Разрушение в этом случае происходит в момент достижения в бетоне сжатой зоны напряжения, равного временно-му сопротивлению сжатия  $R_b$ . При этом напряжения в растянутой арматуре ниже предельной величины.

Проектирование железобетонных конструкций с разрушением в III стадии по случаю 2 считается нецелесообразным, т.к. не используются в полной мере прочностные свойства растянутой арматуры. Проектирование железобетонных конструкций ведется по III стадии случай 1.

### **3. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

#### **3.1. Бетон**

**Бетон** – искусственный каменный материал, получаемый в результате затвердения бетонной смеси, состоящей из крупного и мелкого заполнителя, вяжущего, воды и специальных добавок.

Бетон для железобетонных конструкций должен обладать вполне определенными, заранее заданными свойствами. Физиче-

ские свойства бетона зависят от исходных материалов, способов изготовления и определяются его структурой. В связи с этим бетоны классифицируют по следующим признакам:

***по структуре***

- плотный бетон;
- крупнопористый бетон;
- поризованный бетон;
- ячеистый бетон.

***по средней плотности***

- особо тяжелые  $\rho > 2500 \text{ кг/м}^3$ ;
- тяжелые  $\rho = 2200 \dots 2500 \text{ кг/м}^3$ ;
- облегченные  $\rho = 1800 \dots 2200 \text{ кг/м}^3$ ;
- легкие  $\rho = 500 \dots 1800 \text{ кг/м}^3$ .

***по виду вяжущего***

- цементные;
- полимерцементные;
- на известковом вяжущем (силикатные);
- на гипсовом вяжущем;
- на специальных вяжущих.

***по виду заполнителя***

- на плотных естественных заполнителях (гравий, щебень);
- на пористых природных заполнителях (перлит, пемза, ракушечник);
- на искусственных заполнителях (керамзит);
- на специальных заполнителях.

***по зерновому составу***

- крупнозернистый;
- с крупным и мелким заполнителем;
- мелкозернистый (только с мелким заполнителем).

***по способу твердения***

- естественного твердения;
- бетон, подвергнутый тепловлажностной обработке при атмосферном давлении;
- бетон, подвергнутый автоклавной обработке при повышенном давлении.

С этих позиций для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с [1], необходимо предусматривать

следующие виды бетонов, принимаемые по ГОСТ 25192-82: тяжелый средней плотности 2200 ... 2500 кг/м<sup>3</sup>; мелкозернистый средней плотности > 1800 кг/м<sup>3</sup>; легкий плотной и поризованной структуры; ячеистый автоклавного и неавтоклавного твердения; специальный бетон – напрягающий.

Нормативные и расчетные характеристики бетона в соответствии с [1] приведены в Приложении 1.

Значения коэффициента условий работы бетона  $\gamma_{b2}$  содержатся в таблице 3.1.

Таблица 3.1

**Коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2}$**

Факторы, обуславливающие введение коэффициента условий работы бетона	Числовое значение
<p>Длительность действия нагрузки:</p> <p>а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок непродолжительного действия, суммарная длительность действия которых за период эксплуатации мала (например, крановые нагрузки; нагрузки от транспортных средств; ветровые нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и возведении и т.п.), а также при учете особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, набухающих, вечномерзлых и подобных грунтов</p> <p>для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов естественного твердения и подвергнутых тепловой обработке:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- в условиях эксплуатации конструкций, благоприятных для нарастания прочности бетона (например, под водой, во влажном грунте или при влажности воздуха окружающей среды свыше 75%)</li> <li>- в остальных случаях</li> </ul> <p>для ячеистого и поризованного бетонов независимо от условий эксплуатации</p> <p>б) при учете в рассматриваемом сочетании кратковременных нагрузок (непродолжительного действия) или особых нагрузок, не указанных в поз. а), для всех видов бетона</p>	<p>1,00</p> <p>0,90</p> <p>0,85</p> <p>1,10</p>

## 3.2. Арматура

Арматура (от латинского слова «арма» – оружие, «armament» – вооружение), применяется для армирования растянутой или сжатой зоны сечений элементов с целью увеличения прочности конструкций. Основное назначение – воспринимать растягивающие усилия (при изгибе, внецентренном сжатии, центральном и внецентренном растяжении), а также усадочные и температурные напряжения в конструкциях.

Арматуру классифицируют по следующим признакам:

### ***по функциональному назначению***

- рабочая арматура;
- конструктивная арматура;
- монтажная арматура.

Под *рабочей* арматурой понимают арматуру, площадь сечения которой  $A_s$  определяют расчетом на действие внешних нагрузок.

Под *конструктивной* (продольной и поперечной) – арматуру, устанавливаемую без расчета и предназначенную для более равномерного распределения усилий между арматурными стержнями (конструктивная арматура еще носит название распределительной).

Под *монтажной* – арматуру, применяемую для обеспечения проектного положения рабочей арматуры при бетонировании изделий и для восприятия не учитываемых расчетом усилий от усадки и ползучести бетона, температурных напряжений, местных напряжений от сосредоточенных сил и других воздействий.

### ***по химическому составу стали***

- низкоуглеродистая сталь с содержанием углерода в пределах 0,09 – 0,2%;
- среднеуглеродистая сталь с содержанием углерода в пределах от 0,25 до 0,6%;
- высокоуглеродистая сталь с содержанием углерода более 0,6% но не более 1,2-2%.

### ***по способу изготовления***

- горячекатаная стержневая;
- холоднотянутая проволочная.

Под *горячекатаной* понимают стальную арматуру в виде отдельных стержней круглого сечения, получаемую путем проката в горячем состоянии.

Под *холоднотянутой* понимают стальную проволочную арматуру, получаемую из низкоуглеродистой или среднеуглеродистой стали путем волочения в холодном состоянии на волочильных станах.

***по условиям поставки***

- арматурные стали, поставляемые в пачках;
- арматурные стали, поставляемые в бухтах.

***по профилю поперечного сечения***

- гладкая арматура;
- арматура периодического профиля.

***по условиям применения***

- ненапрягаемая арматура;
- напрягаемая арматура.

***по условиям свариваемости***

- арматура, свариваемая любым способом;
- арматура, несвариваемая никаким способом.

Для армирования железобетонных конструкций применяется арматура, отвечающая требованиям соответствующих ГОСТ [9-12], следующих видов:

***- стержневая арматурная сталь***

а) горячекатаная – гладкая класса А-I(A240) и периодического профиля классов А-II(A300), А-III(A400), А-IV(A600), А-V(A800), А-VI(A1000);

б) термически и термомеханически упрочненная периодического профиля классов Ат-IV(Ат600), Ат-IVС(Ат600С), Ат-IVК(Ат600К), Ат-V(Ат800), Ат-VК(Ат800К), Ат-VI(Ат1000), Ат-VIК(Ат1000К), Ат-VII(Ат1200).

***- проволочная арматурная сталь:***

а) арматурная холоднотянутая проволока:

- обыкновенная – периодического профиля класса Вр-I(B500);

- высокопрочная – гладкая класса В-II и периодического профиля класса Вр-II(Вр1200...Вр1500).

б) арматурные канаты – спиральные семипроволочные класса К-7(К1400), девятнадцатипроволочные класса К-19(К1500).

Нормативные и расчетные характеристики арматуры, сортамент арматуры приведены в таблицах Приложения 2.

Значения коэффициентов условий работы арматуры  $\gamma_{si}$  приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2

**Коэффициент условий работы арматуры  $\gamma_{si}$**

Факторы, обуславливающие введение коэффициента условий работы арматуры	$\gamma_{si}$
1. Расчетные сопротивления арматуры растяжению $R_{sn}$ для расчета по первой группе предельных состояний с учетом $\gamma_s$ : - стержневая арматура классов: А-I(A240), А-II(A300) А-III(A400), Ø 6-8 мм А-III(A400), Ат-IIIС А-IV(A600), Ат-IVС(Ат600С), А-V(A800), Ат-V(Ат800) А-VI(A1000), Ат-VI(Ат1000) -проволочная арматура классов: Вр-I(B500) В-II, Вр-II(Вр1200...Вр1500) К-7(К1400), К-19(К1500)	1,05 1,10 1,07 1,15 1,20 1,10 1,20 1,20
2. Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ вводят в расчет с учетом $\gamma_{si}$	1,00
3. Расчетные сопротивления поперечной арматуры $R_{sw}$ снижаются путем умножения на коэффициенты условий работы $\gamma_{s1}$ и $\gamma_{s2}$ : а) независимо от вида и класса арматуры б) для арматуры класса А-III диаметром менее 1/3 диаметра продольных стержней и для проволочной арматуры класса Вр-I в сварных каркасах	0,80 0,90

**Примечание.** В расчетах прочности сечений расчетное сопротивление арматуры  $R_s$  умножают на коэффициент условий работы арматуры:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left( 2\xi / \xi_R - 1 \right) \leq \eta, \quad (3.1)$$

где  $\eta$  – коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов А-IV(A600), Ат-IVC(Ат600С) – 1,2; А-V(A800), Ат-V(Ат800), В-II, Вр-II(Вр1200...Вр1500), К-7(К1400), К-19(К1500) – 1,15; А-VI(A1000), Ат-VI(Ат1000) – 1,1.

#### **4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ**

В практике строительства широко применяются изгибаемые железобетонные элементы, наиболее распространенными из них являются плиты и балки.

##### **4.1. Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента**

Расчет по прочности железобетонных элементов производится для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений наиболее опасного направления. Кроме того, в случае необходимости выполняется расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв).

##### *4.1.1. Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой*

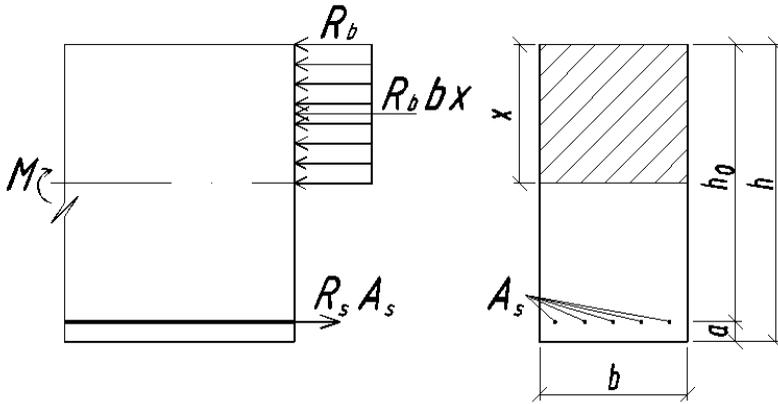
К элементам с одиночной арматурой относятся элементы, у которых рабочая (расчетная) арматура располагается только в растянутой зоне (рис. 4.1).

Согласно расчетной схеме (рис. 4.1) условия равновесия записываются следующим образом:

$$\sum X = 0 \quad R_s \cdot A_s = R_b \cdot b \cdot x, \quad (4.1)$$

$$\sum M_A = 0 \quad M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x), \quad (4.2)$$

$$\sum M_B = 0 \quad M \leq R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x). \quad (4.3)$$



**Рис. 4.1. Расчетная схема изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой**

Проверка прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой производится:

при  $x < \xi_R \cdot h_0$  – из условия

$$M \leq R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x); \quad (4.4)$$

при  $x \geq \xi_R \cdot h_0$  – из условия

$$M \leq \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2, \quad (4.5)$$

где  $h_0$  – рабочая высота сечения,  $h_0 = h - a$ , здесь  $a$  – величина защитного слоя бетона, расстояние от нижней грани растянутой зоны до центра тяжести растянутой арматуры;  $x$  – высота сжатой зоны бетона, определяемая по формуле  $x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}$ ;  $\alpha_R$  – гранич-

ный относительный момент;  $\xi_R$  – граничная относительная высота сжатой зоны бетона, определяемая по формуле

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (4.6)$$

где  $\omega$  – характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b, \quad (4.7)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона – 0,85; мелкозернистого группы А – 0,80; мелкозернистого групп Б и В – 0,75; легкого и поризованного – 0,8.

Предельное напряжение в арматуре сжатой зоны  $\sigma_{SC,U}$ , принимается при  $\gamma_{b2} < 0,9$  – 500 МПа, а при  $\gamma_{b2} \geq 0,9$  – 400 МПа.

Предельное напряжение в арматуре растянутой зоны  $\sigma_{SR}$ , МПа, принимается для арматуры классов:

А-I(A240), А-II(A300), А-III(A400), Вр-I(B500) –  $\sigma_{SR} = R_s - \sigma_{sp}$ ;

А-IV(A600), А-V(A800), А-VI(A1000); Ат-VII(Ат1200) –  $\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta \sigma_{sp}$ ;

В-II, Вр-II(Вр1200...Вр1500), К-7(K1400), К-19(K1500) –  $\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp}$ ,

где  $R_s$  – расчетное сопротивление арматуры растяжению с учетом всех соответствующих коэффициентов условий работы арматуры, за исключением  $\gamma_{s6}$ ;  $\sigma_{sp} = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp2}$  – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и коэффициента точности натяжения  $\gamma_{sp} < 1$ , т.к.  $\sigma_{sp}$  не снижает несущую способность элемента;  $\Delta \sigma_{sp}$  – при механическом и комбинированных методах предварительного напряжения арматуры классов А-IV(A600), А-

V(A800), А-VI(A1000):  $\Delta \sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp}}{R_{sp}} - 1200 \geq 0$ , при других

методах предварительного напряжения арматуры классов А-IV(A600), А-V(A800), А-VI(A1000), а также для арматуры классов В-II, Вр-II(Вр1200...Вр1500), К-7(K1400), К-19(K1500) при любых методах предварительного напряжения арматуры значение  $\Delta \sigma_{sp} = 0$ .

В расчетах рекомендуется принимать  $\sigma_{SR} = R_s$ .

Значения коэффициентов  $\xi_R$  и  $\alpha_R$  для арматуры с физическим пределом текучести для всех видов бетона приведены в таблицах Приложения 3.

Подбор продольной растянутой арматуры производится следующим образом. Вычисляется значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}. \quad (4.8)$$

Если  $\alpha_m \leq \alpha_R$ , то сжатой арматуры по расчету не требуется. Площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0}, \quad (4.9)$$

где  $\eta$  – коэффициент, определяемый по таблице Приложения 3 в зависимости от значения  $\alpha_m$ .

Если  $\alpha_m > \alpha_R$ , то требуется увеличить сечение, или повысить марку бетона, или установить сжатую арматуру согласно п. 4.1.2.

Количество и диаметр стержней растянутой арматуры определяется по таблице Приложения 2.

При расчете элементов с одиночным армированием встречаются следующие типы задач:

1. По заданному изгибающему моменту  $M$  от расчетных нагрузок, известным размерам поперечного сечения элемента  $b$  и  $h$ , при известных классах бетона и арматуры и условиях работы конструкции требуется определить площадь рабочей арматуры  $A_s$ .

2. По заданному расчетному изгибающему моменту  $M$ , известным видам и классам материалов и условиям работы конструкции подобрать сечение элемента ( $b$  и  $h$ ) и рабочую арматуру  $A_s$ .

3. При всех известных данных: размерах сечения элемента  $b$  и  $h$ , видах и классах материалов, количестве и диаметре арматуры – определить несущую способность элемента.

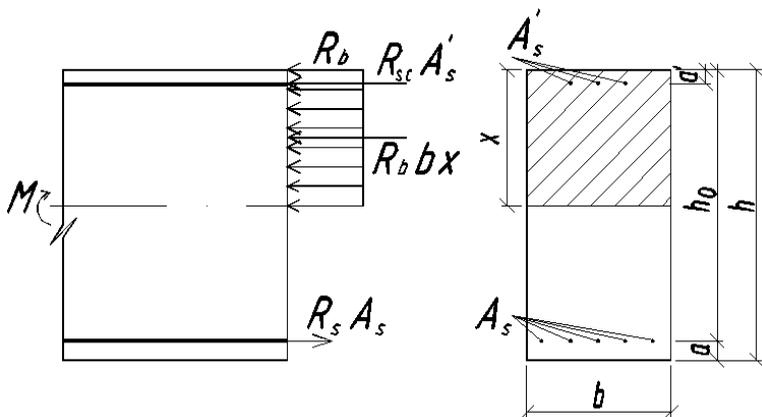
#### ***4.1.2. Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой***

К элементам с двойной арматурой относятся элементы, у которых арматура располагается в сжатой и растянутой зоне (рис.4.2).

Условия равновесия можно записать в следующем виде:

$$\sum X = 0 \quad R_s A_s = R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s, \quad (4.10)$$

$$\sum M_A = 0 \quad M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'), \quad (4.11)$$



**Рис. 4.2. Расчетная схема изгибаемых элементов с двойной арматурой**

Расчет прочности прямоугольных сечений с двойной арматурой производится в зависимости от высоты сжатой зоны:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b} \quad (4.12)$$

при  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$  – из условия

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \quad (4.13)$$

при  $\xi > \xi_R$  из условия

$$M \leq \alpha_R R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (4.14)$$

Площади сечений растянутой  $A_s$  и сжатой  $A'_s$  арматуры определяются по формулам:

$$A'_s = \frac{M - 0,4 R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}, \quad (4.15)$$

$$A_s = \frac{0,55 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} + A'_s. \quad (4.16)$$

При расчете сечений с двойной арматурой возможны следующие типы задач:

1. По заданному изгибающему моменту  $M$  от расчетных нагрузок, известным размерам поперечного сечения элемента  $b$  и  $h$ , при известных классах бетона и арматуры и условиях работы конструкции требуется определить площадь арматуры  $A_s$  и  $A'_s$ .

2. Известен изгибающий момент  $M$  от расчетных нагрузок, заданы размеры сечения  $b$  и  $h$ , известны виды и классы материалов, площадь сжатой арматуры  $A'_s$ . Требуется определить площадь растянутой арматуры  $A_s$ .

3. Определить несущую способность элемента с двойной арматурой при всех известных данных: размерах сечения элемента  $b$  и  $h$ , видах и классах материалов, условиях работы конструкции, класса ответственности здания, количестве и диаметрах стержней сжатой и растянутой арматуры.

#### **4.1.3. Расчет изгибаемых элементов таврового профиля**

Тавровые сечения широко распространены в практике строительства. Тавровые сечения состоят из полки и ребра. В сравнении с прямоугольным сечением тавровое сечение более экономично, т.к. в нем значительно уменьшена площадь бетона растянутой зоны сечения, которая не увеличивает несущую способность элемента. По той же причине целесообразны тавровые сечения с полкой в сжатой зоне.

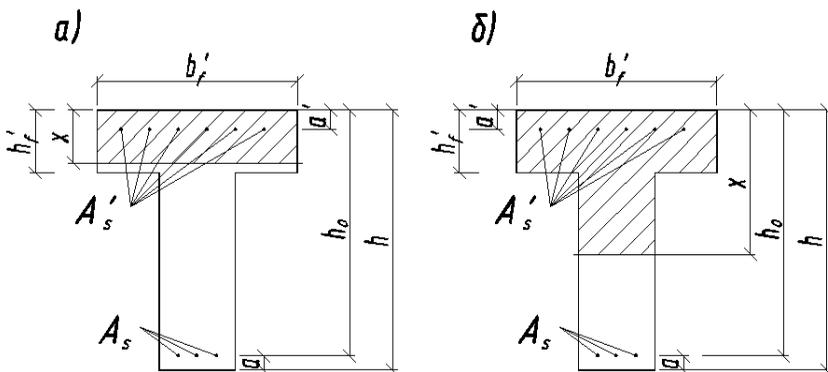
При расчете тавровых сечений необходимо определить положение нейтральной оси (рис. 4.3). Это выполняется в следующих случаях:

1) при всех известных данных о сечении, когда нужно определить несущую способность элемента из сравнения внутренних усилий в сжатой и растянутой зонах элемента (рис. 4.4).

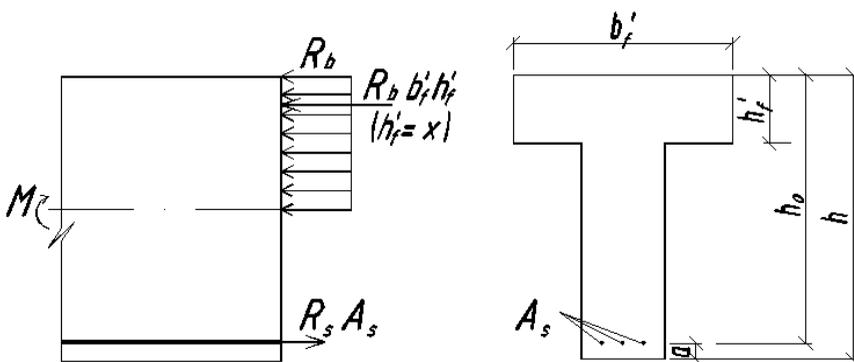
Если соблюдается условие

$$R_s \cdot A_s \leq R_b b'_f \cdot h'_f, \quad (4.17)$$

то нейтральная ось проходит в полке.



**Рис. 4.3. Положение нейтральной оси в изгибаемом элементе таврового профиля:**  
 а) ось проходит в полке; б) ось проходит в ребре



**Рис. 4.4. Расчетная схема изгибаемого элемента таврового профиля**

В случае если в элементе присутствует арматура в сжатой зоне, то условие (4.17) принимает вид

$$R_s \cdot A_s \leq R_b \cdot b_f' \cdot h_f' + R_{sc} \cdot A_s'. \quad (4.18)$$

2) если известны размеры сечения элемента и задан расчетный изгибающий момент – из сравнения момента от внешних нагрузок и суммы моментов внутренних усилий относительно оси, прохо-

дящей через точку приложения равнодействующей усилия в растянутой зоне - должно соблюдаться условие

$$M \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f). \quad (4.19)$$

Если условие соблюдается, нейтральная ось проходит в полке, в противном случае – пересекает ребро (рис.4.3).

Расчет прочности изгибаемых элементов таврового профиля в случае когда нейтральная ось проходит в полке производится аналогично расчету прочности изгибаемых элементов прямоугольного сечения (см. п. 4.1.1 и 4.1.2), при этом  $b = b'_f$ . Требуемая площадь растянутой арматуры определяется аналогично п. 4.1.1 и п. 4.1.2.

Если нейтральная ось проходит в ребре, то расчет прочности производится из условия

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f). \quad (4.20)$$

В случае присутствия сжатой арматуры, условие (4.20) приобретает вид

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (4.21)$$

При этом высота сжатой зоны бетона определяется по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) \cdot h'_f}{R_b \cdot b} \quad (4.22)$$

и принимается не более  $\xi_R h_0$ .

Площадь сечения растянутой арматуры вычисляется по формуле

$$A_s = \frac{R_b [\xi b h_0 + (b'_f - b) \cdot h'_f] + R_{sc} \cdot A'_s}{R_s}, \quad (4.23)$$

где  $\xi$  принимается по таблице Приложения 3 в зависимости от значения

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (4.24)$$

при этом  $\alpha_m \leq \alpha_R$ .

Требуемая площадь сечения сжатой арматуры рассчитывается по формуле

$$A_s' = \frac{M - \alpha_R R_b \cdot b \cdot h_0^2 - R_b (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5h_f')}{R_{sc} (h_0 - a')}. \quad (4.25)$$

При расчете элементов таврового профиля решаются задачи двух типов:

1. По заданному изгибающему моменту  $M$  от расчетных нагрузок, известным размерам поперечного сечения элемента  $b$ ,  $h$ ,  $b_f'$ ,  $h_f'$ , видам и классам материалов, условиям работы конструкции определить площадь рабочей продольной арматуры  $A_s$ .

2. При всех известных данных о сечении  $b$ ,  $h$ ,  $b_f'$ ,  $h_f'$ , классах бетона и арматуры, условиях работы конструкции требуется определить несущую способность элемента.

#### **4.2. Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента**

Расчет прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям производится на действие:

- поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами;
- поперечной силы по наклонной трещине;
- поперечной силы по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой (для коротких консолей колонн);
- изгибающего момента по наклонной трещине.

Расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами выполняется из условия

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (4.26)$$

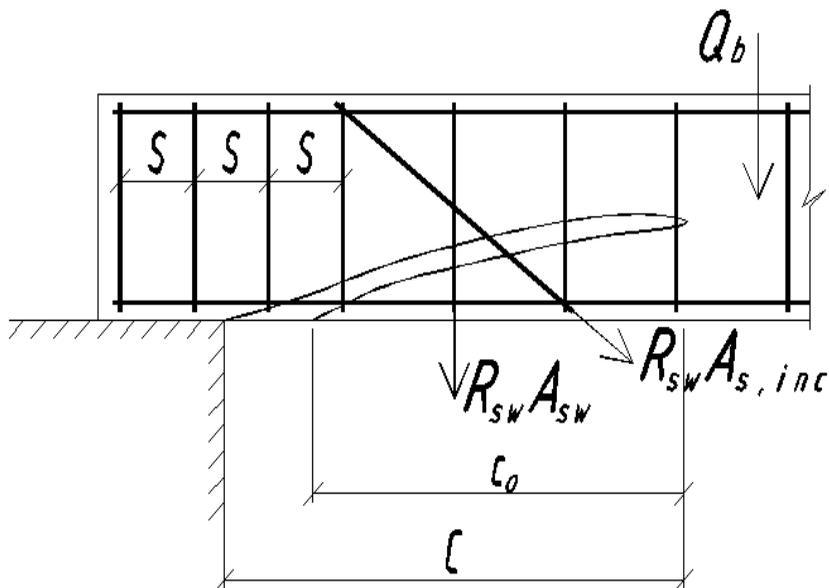
где  $\varphi_{w1}$  – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяется по формуле

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3, \quad (4.27)$$

здесь  $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ ,  $\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}$ ;  $\varphi_{b1}$  – коэффициент, рассчитываемый по формуле  $\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b$ , в которой  $\beta$  – коэффициент, принимаемый равным для тяжелого, мелкозернистого и ячеистого бетона – 0,01, легкого – 0,02.

Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой (рис. 4.5) на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} \quad (4.28)$$



**Рис. 4.5. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента при расчете его по прочности на действие поперечной силы**

Поперечное усилие  $Q_b$ , воспринимаемое бетоном, вычисляется по формуле

$$Q_b = \frac{M_b}{c}, \quad (4.29)$$

где  $c$  – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента;  $M_b$  – изгибаемый момент в сжатой зоне бетона, определяемый по формуле:

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2, \quad (4.30)$$

здесь  $\varphi_{b2}$  – коэффициент, учитывающий влияние вида бетона, принимается по табл. 4.1; значение  $1 + \varphi_f + \varphi_n \leq 1,5$ ;  $\varphi_f$  – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах, определяется по формуле

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5, \quad (4.31)$$

при этом  $b'_f \leq b + 3h'_f$ .

Таблица 4.1

**Коэффициенты  $\varphi_{b2}$ ,  $\varphi_{b3}$ ,  $\varphi_{b4}$**

Бетон	Коэффициенты		
	$\varphi_{b2}$	$\varphi_{b3}$	$\varphi_{b4}$
Тяжелый	2,00	0,60	1,50
Мелкозернистый	1,70	0,50	1,20
Легкий при марке по средней плотности D:			
- 1900 и выше	1,90	0,50	1,20
- 1800 и ниже при мелком заполнителе			
- плотном	1,75	0,40	1,00
- пористом	1,50	0,40	1,00

$\varphi_n$  – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил, вычисляется по формулам:

- при действии продольных сжимающих сил

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} \leq 0,5; \quad (4.32)$$

- при действии продольных растягивающих сил

$$\varphi_n = -0,2 \cdot \frac{N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} \leq |0,8|. \quad (4.33)$$

Значение  $Q_b$  принимается не менее

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (4.34)$$

где  $\varphi_{b3}$  принимаем по табл. 4.1.

Поперечное усилие  $Q_{sw}$ , воспринимаемое хомутами, определяется по формуле

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0, \quad (4.35)$$

где  $q_{sw}$  – усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения, рассчитывается по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S}, \quad (4.36)$$

$c_0$  – длина проекции наклонной трещины на продольную ось элемента, вычисляемая по формуле

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}. \quad (4.37)$$

При этом  $q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b}{2}$ , а  $c_0$  принимается не

более  $2h$  и не более значения  $c$ .

Поперечное усилие в отгибах  $Q_{s,inc}$  определяется по формуле

$$Q_{s,inc} = R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \theta, \quad (4.38)$$

где  $A_{s,inc}$  – площадь сечения отгибов, пересекающих опасную наклонную трещину с длиной проекции  $c_0$ ;  $\theta$  – угол наклона отгибов к продольной оси элемента.

Если отгибы отсутствуют  $Q_{s,inc} = 0$ , то условие (4.28) приобретает вид

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}. \quad (4.39)$$

Расчет железобетонных элементов без поперечной арматуры на действие поперечной силы для обеспечения прочности по на-

клонной трещин производится по наиболее опасному наклонному сечению из условия

$$Q \leq \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \quad (4.40)$$

где  $\varphi_{b4}$  – коэффициент, принимаемый по табл. 4.1.

### 4.3. Расчет прочности внецентренно-сжатых элементов

В условиях сжатия работают многие конструкции и их элементы: колонны одноэтажных и многоэтажных зданий, верхние пояса ферм и элементы решетки, арки и др.

Расчет прочности внецентренно-сжатых железобетонных элементов производится по формуле

$$N \leq \varphi (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}), \quad (4.41)$$

где  $\varphi$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s, \quad (4.42)$$

$$\text{где } \alpha_s = \frac{R_s \cdot A_{s,tot}}{R_b \cdot A}, \quad (4.43)$$

здесь  $A_{s,tot}$  – площадь всей арматуры в сечении элемента; при  $\alpha_s > 0,5$  принимают  $\varphi = \varphi_{sb}$ ;  $\varphi_b$ ,  $\varphi_{sb}$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 4.2.

Таблица 4.2

**Коэффициенты  $\varphi_b$ ,  $\varphi_{sb}$  для расчета сжатых элементов**

Коэффициенты	Вид бетона	$\frac{N_l}{N}$	Значения $l_0/h$							
			6	8	10	12	14	16	18	20
$\varphi_b$	тяжелый	0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
		0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
		1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
	легкий	0	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,82	0,77	0,72
		0,5	0,92	0,90	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,55
		1,0	0,91	0,90	0,86	0,80	0,71	0,62	0,54	0,45

Продолжение таблицы 4.2

$\varphi_{sb}$	А. При $a = a' < 0,15h$ и при отсутствии промежуточных стержней или при площади сечения промежуточных стержней менее $A_{s,tot}/3$									
	тяжелый	0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
		0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
		1,0	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74
	легкий	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,85	0,82	0,77
		0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,83	0,77	0,71
		1,0	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,80	0,74	0,67
	Б. При $0,25h > a = a' \geq 0,15h$ или при площади сечения промежуточных стержней равной или более $A_{s,tot}/3$ независимо от величины $a$									
	тяжелый	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
		0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
		1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,70	0,63
	легкий	0	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,69
0,5		0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,73	0,65	0,57	
1,0		0,91	0,90	0,88	0,84	0,76	0,68	0,60	0,52	

#### 4.4. Расчет прочности центрально-растянутых элементов

В условиях растяжения работают нижние пояса ферм и элементы решетки, затяжки арок, стенки круглых и прямоугольных резервуаров и другие конструкции.

При расчете на прочность центрально-растянутых железобетонных элементов учитывается, что в бетоне появляются нормальные к продольной оси трещины и все усилие воспринимается продольной арматурой.

Условие прочности предварительно напряженного центрально-растянутого элемента имеет вид:

$$N \leq \eta \cdot R_s \cdot A_{sp} + R_s \cdot A_{s,tot}, \quad (4.44)$$

где  $A_{sp}$  – площадь поперечного сечения преднапряженной арматуры;  $A_{s,tot}$  – площадь поперечного сечения обычной арматуры;  $\eta$  – коэффициент, учитывающий увеличение расчетного сопротивления предварительно напряженной арматуры ( $\eta = 1,2$  для арматуры

класса А-IV(A600);  $\eta = 1,15$  – для арматуры классов А-V(A800), В-II, Вр-II(Вр1200...Вр1500), К-7(K1400), К-19(K1500);  $\eta = 1,10$  – для арматуры классов А-VI(A1000), Ат-VII(Ат1200)).

## **5. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ**

Расчеты железобетонных конструкций по образованию и раскрытию трещин, а также по деформациям относятся к расчетам по второй группе предельных состояний.

### **5.1. Требования к трещиностойкости железобетонных конструкций**

Трещиностойкостью железобетонной конструкции называют ее сопротивление образованию трещин в стадии I напряженно-деформированного состояния или сопротивление раскрытию трещин в стадии II напряженно-деформированного состояния.

Трещиностойкость элементов проверяют расчетом в сечениях, нормальных к продольной оси, а при наличии поперечных сил также и в сечениях, наклонных к продольной оси элемента.

Требования, предъявляемые к трещиностойкости железобетонных конструкций, делят на три категории:

*Первая категория* – не допускается образование трещин;

*Вторая категория* – допускается ограниченное по ширине не-продолжительное раскрытие трещин при условии их последующего надежного закрытия (зажатия);

*Третья категория* – допускается ограниченное по ширине не-продолжительное и продолжительное раскрытие трещин (табл. 5.1).

Расчет по образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, выполняют для проверки трещиностойкости элементов, к которым предъявляют требования первой категории, а также чтобы установить, появляются ли трещины в элементах, к трещиностойкости которых предъявляют требования второй и третьей категории.

Таблица 5.1

**Категория требований к трещиностойкости  
железобетонных конструкций в зависимости от условий их  
работы и вида арматуры**

Условия эксплуатации конструкции	Предельно допустимая ширина раскрытия трещин $a_{crc1}$ и $a_{crc2}$ , мм		
	A-I(A240), A-II(A300), A-III(A400), Bp-I(B500)	A-V(A800), A-VI(A1000); B-II, Bp-II (Bp1200...Bp1500); K-7(K1400), K-19(K1500) (при Ø наружной про- волоки 3,5 мм)	B-II, Bp-II (Bp1200...Bp1500); K-7(K1400) (при Ø наружной прово- локи 3 мм и менее)
В закрытом помещении	Третья категория $a_{crc1} = 0,4$ $a_{crc2} = 0,3$	Третья категория $a_{crc1} = 0,3$ $a_{crc2} = 0,2$	Третья категория $a_{crc1} = 0,2$ $a_{crc2} = 0,1$
На открытом воздухе, а также в грунте выше или ниже уровня грунтовых вод	Третья категория $a_{crc1} = 0,4$ $a_{crc2} = 0,3$	Третья категория $a_{crc1} = 0,2$ $a_{crc2} = 0,1$	Третья категория $a_{crc1} = 0,2$
В грунте при переменном уровне грунтовых вод	Третья категория $a_{crc1} = 0,3$ $a_{crc2} = 0,2$	Вторая категория $a_{crc1} = 0,2$	Вторая категория $a_{crc1} = 0,1$

**Примечание.**  $a_{crc1}$ , мм – предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин;  $a_{crc2}$ , мм – предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин.

**5.2. Расчет по образованию трещин, нормальных  
к продольной оси элемента**

Расчет изгибаемых, внецентренно-сжатых железобетонных элементов по образованию трещин производится из условия

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (5.1)$$

где  $M_r$  – момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется;  $M_{crc}$  – момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяемый по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \pm M_{rp}, \quad (5.2)$$

здесь  $M_{rp}$  – момент усилия  $P$  относительно той же оси, что и для определения  $M_r$ ;  $W_{pl}$  – момент сопротивления приведенного сечения.

### 5.3. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, производится из условия

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} \cdot R_{bt,ser}, \quad (5.3)$$

где  $\gamma_{b4}$  – коэффициент условий работы бетона, определяем по формуле

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}}{0,2 + \alpha \cdot \beta} \leq 1,0, \quad (5.4)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, принимаемый равным для мелкозернистого, легкого, ячеистого бетонов 0,02; для тяжелого – 0,01;  $\beta$  – класс бетона по прочности на сжатие, МПа. Значение  $\alpha \cdot \beta$  должно быть не менее 0,3.

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{\sigma_{\bar{o}} + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (5.5)$$

где  $\sigma_x, \sigma_y$  – нормальные напряжения в бетоне,  $\tau_{xy}$  – касательное напряжение в бетоне.

#### 5.4. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20(3,5 - 100\mu) \cdot \sqrt[3]{d}, \quad (5.6)$$

где  $\delta$  – коэффициент, принимаемый равным для изгибаемых, внецентренно-сжатых элементов – 1,0; растянутых – 1,2;  $\eta$  – коэффициент, принимаемый равным для стержневой арматуры периодического профиля – 1,0; стержневой гладкой арматуры – 1,3; проволочной арматуры периодического профиля и канатов – 1,2; гладкой арматуры – 1,4;  $\sigma_s$  – напряжение в растянутой арматуре;  $d$  – диаметр арматуры, мм;  $\mu$  – коэффициент армирования, определяемый из условия  $\mu = \frac{A_s}{A_b} \leq 0,02$ ;  $\varphi_l$  – коэффициент, принимаемый в соответствии с табл. 5.2.

#### 5.5. Расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента

Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, при армировании хомутами, нормальными к продольной оси, определяется по формуле

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,06\sigma_{sw} \cdot d_w \cdot \eta}{E_s \frac{d_w}{h_o} + 0,15 \cdot E_b (1 + 2\alpha\mu_w)}, \quad (5.7)$$

где  $\varphi_l$  – коэффициент, принимаемый по табл. 5.2, но для тяжелого бетона естественной влажности  $\varphi_l = 1,50$ ;  $\eta$  – то же, что и в фор-

муле (5.6);  $d_w$  – диаметр хомутов;  $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ ;  $\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}$ ;  $\sigma_{sw}$  – напряжения в хомутах определяются по формуле

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{bl}}{A_{sw} \cdot h_o} \leq R_{s,ser}, \quad (5.8)$$

где  $Q$  и  $Q_{bl}$  – соответственно левая и правая части условия (4.28).

Таблица 5.2

### Значения коэффициента $\varphi_l$

Условия	$\varphi_l$
1. Учет кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок	1,0
2. Учет многократно повторяющейся нагрузки, а также продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из бетона:	
- тяжелого:	
естественной влажности	$\varphi_l = 1,60 - 15\mu$
в водонасыщенном состоянии	1,20
при попеременном водонасыщении и высушивании	1,75
- мелкозернистого, групп:	
А	1,75
Б	2,00
В	1,50
- легкого и поризованного	не менее 1,50
- ячеистого	2,50

### 5.6. Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям

Суть расчета железобетонных элементов по деформациям состоит в ограничении прогибов конструкции до таких пределов, которые не могли бы нарушить эксплуатационных качеств конструкций.

Деформации (прогибы, углы поворота) элементов железобетонных конструкций вычисляют по формулам строительной механики, определяя входящие в них значения кривизны, с учетом особенностей железобетона.

В общем случае расчет по прогибам сводится к проверке условия (2.5), в котором  $f$  – величина прогиба от расчетных нагрузок при  $\gamma_f = 1$ ;  $f_u$  – допустимый нормами предельный прогиб, установленный на основании технологических, конструктивных и других требований, принимаемый в соответствии с [3] и по данным табл. 5.3.

Таблица 5.3

**Предельные прогибы железобетонных элементов**

Элемент	Предельный прогиб $f_u$ в долях пролета
Балки, фермы, ригели, плиты перекрытий и покрытий при пролете $l$ , м: $l=6$ м $l=24$ м $l=12$ м (при $H_{зд} \leq 6$ м)	1/200 1/250 1/250
Навесные стеновые панели при пролетах: $l=6$ м $6 \text{ м} \leq l \leq 7,5 \text{ м}$ $l > 7,5 \text{ м}$	1/200 3 см 1/250

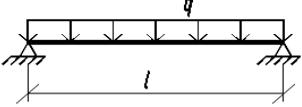
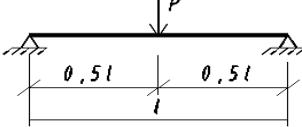
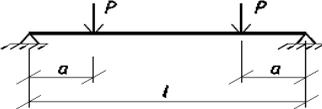
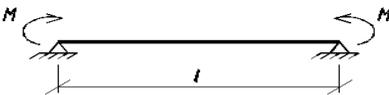
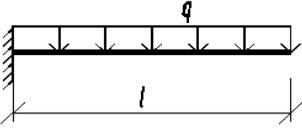
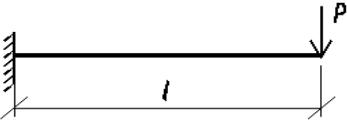
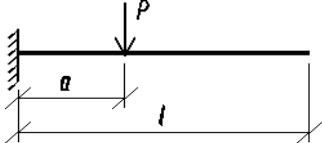
Для элементов постоянного сечения прогиб от соответствующих нагрузок по кривизне в сечении с максимальным моментом определяется по формуле

$$f = \rho_m \cdot l_o^2 \cdot \left( \frac{1}{r} \right), \quad (5.10)$$

где  $\frac{1}{r}$  – кривизна оси элемента;  $\rho_m$  – коэффициент, зависящий от расчетной схемы элемента и вида нагрузки (табл.5.4).

Таблица 5.4

Значения коэффициента  $\rho_m$

Схема загрузки балки	Коэффициент $\rho_m$
а) свободно опертой	
	$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{12}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$
	$\frac{1}{8}$
б) консольной	
	$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{3}$
	$\frac{a}{6l} \left( 3 - \frac{a}{l} \right)$

### 5.6.1. Определение кривизны железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне

На участках, где не образуются нормальные к продольной оси трещины, полная величина кривизны изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов равна

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2, \quad (5.9)$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ ,  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривизна соответственно от кратковременных нагрузок и от постоянных и длительных временных нагрузок, определяемая по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_1 &= \frac{M_{sh}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} \\ \left(\frac{1}{r}\right)_2 &= \frac{M_1 - \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} \end{aligned} \right\}, \quad (5.10)$$

где  $\varphi_{b1}$  – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона и принимаемый равным для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов на мелком заполнителе – 0,85; для легкого бетона на пористом мелком заполнителе и поризованного бетона – 0,70;  $\varphi_{b2}$  – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на деформации элемента без трещин, принимают по табл. 5.5.

Таблица 5.5

**Значения коэффициентов  $\varphi_{b2}$  и  $V_l$**

Вид бетона	Влажность окружающей среды, %					
	40-75		<40		>75	
	$\varphi_{b2}$	$V_l$	$\varphi_{b2}$	$V_l$	$\varphi_{b2}$	$V_l$
Тяжелый, легкий	2,00	0,15	3,00	0,10	1,60	0,19
Поризованный	2,00	0,07	3,00	0,04	1,60	0,09
Мелкозернистый групп:						
А	2,60	0,10	,90	,07	2,10	0,125
Б	3,00	0,08	4,50	0,05	2,40	0,10
В	2,00	0,15	3,00	0,10	1,60	0,19

### 5.6.2. Определение кривизны железобетонных элементов на участках с трещинами в растянутой зоне

На участках, где в растянутой зоне образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизна изгибаемых, внецентренно-сжатых, внецентренно-растянутых при  $l_0 \geq 0,8h_0$  элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{h_0 \cdot z} \left[ \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 E_b \nu} \right] \pm \frac{N \cdot \psi_s}{h_0 \cdot E_s \cdot A_s}, \quad (5.11)$$

где  $M_s$  – момент, равный для изгибаемых элементов  $M_s = M$ ; для внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов  $M_s = N \cdot l_s$ ;  $z$  – плечо внутренней пары сил;  $\psi_b$  – коэффициент, принимаемый равным для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов класса В10 и выше – 0,9; для легкого и поризованного бетонов класса В7,5 и выше – 0,7;  $\xi = x/h_0$ ;  $\nu$  – коэффициент, принимаемый равным при непродолжительном действии нагрузки коэффициенту  $\nu_{sh} = 0,45$ ; при продолжительном действии нагрузки – коэффициенту  $\nu_l$ , определяемому по табл. 5.5;  $\psi_s$  – коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами для изгибаемых элементов, определяемый по формуле

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) \cdot \frac{e_s}{h_0}}, \quad (5.12)$$

здесь  $\psi_s \leq 1,0$ , но при этом следует принимать  $\frac{e_s}{h_0} \geq \frac{1,2}{\varphi_{ls}}$ . Для изгибаемых элементов последний член в правой части формулы (5.12) принимается равным 0. В формуле (5.12)  $\varphi_m$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M_r} \leq 1, \quad (5.13)$$

здесь  $M_r$  – момент внешних сил;  $\varphi_{ls}$  – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки и принимаемый по табл. 5.6;  $\varphi_f$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_f = \frac{h'_f (b'_f - b) + \frac{\alpha \cdot A'_s}{2\nu}}{b \cdot h_0}. \quad (5.12)$$

Таблица 5.6

### Значение коэффициента $\varphi_{ls}$

Длительность действия нагрузки	Коэффициент $\varphi_{ls}$ при классе бетона	
	В10 и выше	В7,5 и ниже
1. Непродолжительное действие при арматуре классов: А-II(A300), А-III(A400) А-I(A240), Вр-I(B500)	1,1 1,0	0,8 0,7
2. Продолжительное действие	0,8	0,6

## 6. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Предварительно напряженными называют такие железобетонные конструкции, в которых в процессе изготовления искусственно создают значительные сжимающие напряжения в бетоне натяжением высокопрочной арматуры.

Предварительное напряжение железобетонных конструкций применяется в целях: снижения расхода стали путем использования арматуры высокой прочности; увеличения сопротивления конструкций путем образования трещин в бетоне и ограничения их раскрытия; повышения жесткости и уменьшения деформаций конструкций; обжатия стыков элементов сборных конструкций; повышения выносливости конструкций, работающих под воздействием многократно повторяющейся нагрузки; уменьшения расхода бетона и снижения веса конструкций за счет применения бетона высоких классов.

## 6.1. Сущность предварительного напряжения

Цель использования предварительно напряженного железобетона в конструкциях – экономический эффект, достигаемый применением высокопрочной арматуры; высокая трещиностойкость и, как следствие, повышенная жесткость, лучшее сопротивление динамическим нагрузкам, коррозионная стойкость, долговечность.

## 6.2. Предварительные напряжения в железобетонных конструкциях

Предварительное напряжение создается двумя основными способами:

- натяжением арматуры на упоры формы или стенда;
- натяжением арматуры на затвердевший бетон.

Натяжение арматуры на упоры производится механическим, электротермическим или электромеханическим способами. При натяжении на упоры применяются стержневая арматура, высокопрочная проволока в виде пакетов и арматурные канаты.

Натяжение арматуры на бетон производится, как правило, механическим способом. При натяжении на бетон применяются высокопрочная проволока в виде пучков и арматурные канаты.

Значения предварительного напряжения  $\sigma_{sp}$  и  $\sigma'_{sp}$  в арматуре, расположенной соответственно в растянутой и сжатой зонах, от действия внешней нагрузки определяются так, чтобы для стержневой и проволочной арматуры выполнялись следующие условия:

$$\begin{aligned}\sigma_{sp} + p &\leq R_{sn}, \\ \sigma_{sp} - p &\geq 0,3R_{sn},\end{aligned}\quad (6.1)$$

где  $p$  – допустимое отклонение значения предварительного напряжения, МПа, равное:

- при механическом способе натяжения

$$p = 0,05\sigma_{sp}, \quad (6.2)$$

- при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения

$$p = 30 + 360/l, \quad (6.3)$$

здесь  $l$  – длина натягиваемого стержня, принимаемая как расстояние между наружными гранями упоров, м.

Значение предварительного напряжения в арматуре вводится в расчет с учетом коэффициента точности натяжения арматуры  $\gamma_{sp}$ , определяемого по формуле

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}, \quad (6.4)$$

где  $\Delta\gamma_{sp}$  – предельное отклонение предварительного напряжения в арматуре, равно:

- при механическом способе натяжения  $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$ ;

- при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{P}{\sigma_{sp}} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) \geq 0,1, \quad (6.5)$$

где  $n_p$  – число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента.

Передачную (кубиковую) прочность бетона к моменту обжатия  $R_{bp}$  устанавливают так, чтобы при обжатии не создавался слишком высокий уровень напряжения  $\sigma_{bp}/R_{bp}$ , сопровождающийся значительными деформациями ползучести, потерей предварительного напряжения в арматуре и соблюдались следующие условия:

$$\begin{cases} R_{bp} \geq 11 \text{ МПа} & \text{(при стержневой арматуре и арматурных канатах не} \\ & \text{менее 15,5 МПа)} \\ R_{bp} \geq 0,5 \text{ В} & \text{(здесь В – класс бетона по прочности)} \end{cases}$$

### 6.3. Потери предварительных напряжений

Начальные предварительные напряжения в арматуре не остаются постоянными, с течением времени они уменьшаются. Различают *первые потери* предварительного напряжения в арматуре, происходящие при изготовлении элемента и обжатии бетона, и *вторые потери*, происходящие после обжатия бетона.

**Первые потери:**

**1.  $\sigma_1$**  – от релаксации напряжений в арматуре при натяжении на упоры (табл. 6.1).

Таблица 6.1

**Определение  $\sigma_1$**

Способ натяжения	Арматура	
	высокопрочная арматурная проволока, канаты	стержневая арматура
Механический	$\sigma_1 = \left[ 0,22 \left( \frac{\sigma_{sp}}{R_{sn}} \right) - 0,1 \right] \sigma'_{sp}$	$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20$
Электротермический и электротермомеханический	$\sigma_1 = 0,05 \sigma_{sp}$	$\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp}$

**2.  $\sigma_2$**  – от температурного перепада

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t \text{ – для бетона классов B15...B40;}$$

$$\sigma_2 = 1,0 \Delta t \text{ – для бетонов классов B45 и выше.}$$

Здесь  $\Delta t$  – разность между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилия натяжения; при отсутствии данных принимают  $\Delta t = 65^\circ\text{C}$ .

**3.  $\sigma_3$**  – от деформации анкеров.

При механическом натяжении на упоры  $\sigma_3 = \frac{\lambda}{l} E_s$ , где  $\lambda = 2$  мм – при обжати опрессованными шайбами;  $\lambda = 1,25 + 0,15d$  – при смещении стержней в инвентарных зажимах ( $d$  – диаметр стержня, мм);  $l$  – длина натягиваемого стержня.

При электротермическом натяжении  $\sigma_3 = 0$ .

При натяжении на бетон  $\sigma_3 = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{l} E_s$ , где  $\lambda_1 = 1$  мм – обжатие шайб, расположенных между анкерами и бетоном элемента;  $\lambda_2 = 1$  мм – смещение анкеров стаканного типа.

**4.  $\sigma_4$**  – от трения арматуры:

а) о стенки каналов или поверхность конструкции при натяжении на бетон  $\sigma_4 = \sigma_{sp} (1 - e^{-\alpha x - \delta \theta})$ , где  $x$  – длина участка канала;  $e$  – основание натуральных логарифмов;  $\theta$  – суммарный угол поворота оси арматуры на криволинейном участке, рад;  $\delta, \varpi$  – коэффициенты, определяемые по табл. 6.2.

Таблица 6.2

**Значения  $\delta, \varpi$**

Канал или поверхность	$\varpi$	$\delta$ при арматуре в виде	
		пучков, канатов	стержней периодического профиля
С металлической поверхностью	0,003	0,35	0,40
С бетонной поверхностью: - образован жестким каналобразователем	0	0,55	0,65
- образован гибким каналобразователем	0,0015	0,55	0,65

б) об огибающие приспособления при натяжении на упоры  $\sigma_4 = \sigma_{sp} (1 - e^{-0,25\theta})$ , где  $\theta$  – сумма углов поворота оси арматуры, рад.

**5.  $\sigma_5$**  – от деформации стальных форм.

При отсутствии данных о конструкции форм  $\sigma_5 = 30$  МПа.

При изготовлении предварительно напряженных элементов с одновременным натяжением арматуры на форму  $\sigma_5 = \eta \frac{\Delta l}{l} E_s$ , где  $\eta$  – коэффициент, определяемый по формулам: при натяжении арматуры домкратом  $\eta = \frac{n-1}{2n}$ ; при натяжении арматуры электротермомеханическим способом  $\eta = \frac{n-1}{4n}$ , где  $n$  – число стержней, натягиваемых одновременно.

При электротермическом способе  $\sigma_5 = 0$ .

**6.  $\sigma_6$**  – от быстронатекающей ползучести бетона.

а) при естественном твердении бетона

$$\sigma_6 = 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha;$$

$$\sigma_6 = 40\alpha + 85\beta \left( \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha \right) \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > \alpha,$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты, определяемые по следующим формулам:  $\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} \leq 0,8$  и  $1,1 \leq \beta = 5,25 - 0,185R_{bp} \leq 2,5$ .

Для легкого бетона при передаточной прочности 11 МПа и ниже вместо множителя 40 принимается множитель 60.

б) при тепловой обработке бетона потери вычисляются по формулам пункта а) с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85.

**Вторые потери:**

7.  $\sigma_7$  – от релаксации напряжений в арматуре,  $\sigma_7 = \sigma_1$ .

8.  $\sigma_8$  – от усадки бетона и соответствующего укорочения элемента (табл. 6.3).

Таблица 6.3

$\sigma_8$ , МПа

Бетон	Натяжение на		
	упоры		бетон
	естественное твердение	тепловая обработка при атмосферном давлении	независимо от условий твердения
Тяжелый класса			
а) В35 и ниже	40	35	30
б) В40	50	40	35
в) В45 и выше	60	50	40
Легкий при мелком заполнителе:			
г) плотном	50	45	40
д) пористом (кроме вспученного перлитового песка)	70	60	50

Мелкозернистый групп: е) А ж) Б з) В	Потери определяются по поз. а, б) с умножением результата на коэффициент 1,3. Потери определяются по поз а) с умножением результата на коэффициент 1,5. Потери определяются по поз. а) как для тяжелого бетона естественного твердения.
---	---

**9.  $\sigma_9$**  – от ползучести бетона

а) для тяжелого и легкого бетона при плотном мелком заполнителе

$$\sigma_9 = 150\alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}, \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75,$$

$$\sigma_9 = 300\alpha \left( \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right), \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75,$$

где  $\alpha$  – коэффициент, принимаемый равным для бетона: естественного твердения – 1,00; подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении – 0,85.

б) для мелкозернистого групп:

А – потери вычисляются по пункту а) с умножением результата на коэффициент 1,3;

Б – потери вычисляются по пункту а) с умножением результата на коэффициент 1,5;

В – потери вычисляются по пункту а) при  $\alpha = 0,85$ .

в) для легкого бетона при пористом мелком заполнителе – потери вычисляются по пункту а) с умножением результата на коэффициент 1,3.

**10.  $\sigma_{10}$**  – от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры (при диаметре конструкции до 3 м):

$$\sigma_{10} = 70 - 0,22d,$$

где  $d$  - наружный диаметр конструкции, см.

**11.  $\sigma_{11}$**  – от деформаций обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков)

$$\sigma_{11} = \frac{n \cdot \Delta l}{l} E_s,$$

где  $n$  – число швов конструкции по длине натягиваемой арматуры;  $\Delta l$  – обжатие стыка, принимаемое равным для стыков, заполненных бетоном – 0,3 мм; при стыковании насухо – 0,5 мм;  $l$  – длина натягиваемой арматуры, мм.

Величина потерь при натяжении арматуры на упоры составляет:

$$\text{первые потери } \sigma_{los,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6;$$

$$\text{вторые потери } \sigma_{los,2} = \sigma_8 + \sigma_9.$$

Величина потерь при натяжении арматуры на бетон:

$$\text{первые потери } \sigma_{los,1} = \sigma_3 + \sigma_4;$$

$$\text{вторые потери } \sigma_{los,2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}.$$

Полные потери при любом способе натяжения:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los,1} + \sigma_{los,2}.$$

В расчетах конструкций полные потери следует принимать не менее 100 МПа.

## Список литературы

1. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2004. – 25 с.
3. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 44 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч. I/ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 192 с.
6. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч. II/ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 144 с.
7. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М., 2004. – 54 с.
8. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М., 2005. – 34 с.
9. ГОСТ 5781 – 82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. [Электронный ресурс: Стройконсультант].
10. ГОСТ 10884 - 94. Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия. [Электронный ресурс: Стройконсультант].
11. ГОСТ 7348-81. Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных конструкций. Технические условия. [Электронный ресурс: Стройконсультант].
12. ГОСТ 13840-68. Канаты стальные арматурные 1х7. Технические условия. [Электронный ресурс: Стройконсультант].

13. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
14. Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г., Римшин В.И. Железобетонные и каменные конструкции: учебник для вузов. – М.: Высшая школа, 2004. – 876 с.
15. Кумпяк О.Г. и др. Железобетонные конструкции. Ч. 1: Учеб. издание. – М.: Издательство АСВ, 2003. – 280 с.

Нормативные и расчетные характеристики бетона

Таблица П1.1

Нормативные сопротивления  $R_{bn}$ ,  $R_{btн}$  и расчетные сопротивления бетона  $R_b$ ,  $R_{bt}$ ,  $R_{b,ser}$ ,  $R_{bt,ser}$  для предельных состояний первой и второй групп

Вид сопротивления	Бетон	Класс бетона											
		B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
<b>Для предельных состояний первой группы</b>													
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_b$	Тяжелый и мелкозернистый	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	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	0,57	0,66	0,75	0,90
	Ячеистый	6,0	7,0	7,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Растяжение осевое $R_{bt}$	Тяжелый	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	Мелкозернистый групп:												
	А	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	-	-	-	-
	Б	0,45	0,57	0,64	0,77	0,90	1,00	-	-	-	-	-	-
	В	-	-	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	Легкий при мелком заполнителе:												
плотном	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	-	-	-	-	
пористом	0,57	0,66	0,74	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	-	-	-	-	
Ячеистый	0,39	0,44	0,46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Продолжение таблицы П1.1

Вид сопротивления	Бетон	Класс бетона											
		B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
<b>Для предельных состояний второй группы</b>													
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{bn}$ и $R_{b,ser}$	Тяжелый и мелкозернистый	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Легкий	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	-	-	-	-
	Ячеистый	9,0	10,5	11,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Растяжение осевое $R_{btm}$ и $R_{bt,ser}$	Тяжелый	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
	Мелкозернистый групп: А Б В	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	-	-	-	-
		0,70	0,85	0,95	1,15	1,35	1,50	-	-	-	-	-	-
		-	-	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,5
	Легкий при мелком заполнителе: плотном пористом Ячеистый	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	-	-	-	-
		0,85	1,00	1,10	1,20	1,35	1,50	1,65	1,80	-	-	-	-
		0,89	1,00	1,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Примечание.** Значения указаны в МПа.

Таблица П1.2

Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении  $E_b \cdot 10^3, МПа$ 

Бетон	Условия твердения	Класс бетона											
		B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Бетон тяжелый	-естественного твердения	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
	- подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0
	- подвергнутый автоклавной обработке	13,5	16,0	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0	27,0	28,0	29,0	29,5	30,0
Легкий и поризованный марки по средней плотности D:	- 800	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	- 1000	8,0	8,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	- 1200	9,5	10,0	10,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	- 1400	11,0	11,7	12,5	13,5	14,5	15,5	-	-	-	-	-	-
	- 1600	12,5	13,2	14,0	15,5	16,5	17,5	18,0	-	-	-	-	-
	- 1800	14,0	14,7	15,5	17,0	18,5	19,5	20,5	21,0	-	-	-	-
	- 2000	16,0	17,0	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	-	-	-	-
Ячеистый автоклавного твердения марки по средней плотности D:	- 500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	- 600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	- 700	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	- 800	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	- 900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	- 1000	7,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	- 1100	7,9	8,3	8,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	- 1200	8,4	8,8	9,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Продолжение таблицы П1.2

Бетон	Условия тверде- ния	Класс бетона												
		B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
Мелкозернистый бетон, групп:	А	- естественного твердения	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	-	-	-	-
		- подвергнутый тепловой обра- ботке, при атмо- сферном давле- нии	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	-	-	-	-
	Б	- естественного твердения	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	-	-	-	-	-	-
		- подвергнутый тепловой обра- ботке, при атмо- сферном давле- нии	13,0	14,5	15,5	17,5	19,0	20,5	-	-	-	-	-	-
	В	- автоклавного твердения	-	-	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25,0

## Нормативные и расчетные характеристики арматуры

Таблица П2.1

Нормативные сопротивления арматуры  $R_{sn}$  и расчетные сопротивления арматуры  $R_{s,ser}$ ,  $R_s$ ,  $R_{sw}$ ,  $R_{sc}$  для расчетов по первой и второй группам предельных состояний, модули упругости  $E_s$

Класс арматуры	Диаметр арматуры, мм	Расчетные сопротивления для предельных состояний, МПа				Модуль упругости $E_s \cdot 10^3$ , МПа
		первой группы			второй группы	
		растяжение		сжатие $R_{sc}$	растяжение $R_{sn}$ и $R_{s,ser}$	
		продольной $R_s$	поперечной $R_{sw}$			
А-I (A240)		225	175	225	235	210
А-II (A300)		280	225	280	295	210
А-III (A400)	6 – 8	355	285	355	390	200
	10 – 40	365	290	365		
А-IIIв (A540) с контролем:	- удлинения и напряжения	490	390	200	540	180
	- только удлинения	450	360	200		
А-IV (A600)		510	405	450	590	190
А-V (A800)		680	545	500	785	190
А-VI (A1000)		815	650	500	980	190
Ат-VII		980	785	500	1175	190
Вр-I (B500)	3	375	270 (300)	375	410	170
	4	365	265 (295)	365	405	
	5	360	260 (290)	360	395	

Продолжение таблицы П2.1

Класс арматуры	Диаметр арматуры, мм	Расчетные сопротивления для предельных состояний, МПа				Модуль упругости $E_s \cdot 10^3$ , МПа
		первой группы			второй груп- пы	
		растяжение		сжатие $R_{sc}$	растяжение $R_{sn}$ и $R_{s,ser}$	
		продольной $R_s$	поперечной $R_{sw}$			
В-II	3	1240	990	400	1490	200
	4	1180	940	400	1410	
	5	1110	890	400	1335	
	6	1050	835	400	1255	
	7	980	785	400	1175	
	8	915	730	400	1100	
Вр-II (Вр1200...Вр1500)	3	1215	970	400	1460	200
	4	1145	915	400	1370	
	5	1045	835	400	1255	
	6	980	785	400	1175	
	7	915	730	400	1100	
	8	850	680	400	1020	
К-7 (К1400)	6	1210	965	400	1450	180
	9	1145	915	400	1370	
	12	1110	890	400	1335	
	15	1080	865	400	1295	
К-19 (К1500)	14	1175	940	400	1410	180

Таблица П2.2

**Сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки;  
расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры**

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Масса, кг/м	Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали классов						Сортамент арматурной проволоки		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		А-I, А-III	А-II	Аг-IVС	А-V	Аг-V	А-IV, А-VI	Аг-VI	Вр-I	В-II, Вр-II
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	-	-	-	-	-	+	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	-	-	-	-	-	+	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,1	0,144	-	-	-	-	-	-	-	+	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	-	-	-	-	-	-	+	+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302	+	-	-	-	-	-	-	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	-	-	-	-	-	-	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	+	+	+	-	-
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+	+	+	+	-	-
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+	+	+	+	-	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	+	+	+	-	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	+	+	+	-	-

Продолжение таблицы П2.2

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Масса, кг/м	Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали классов						Сортамент арматурной проволоки		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		А-I, А-III	А-II	АГ-IVС	А-V	АГ-V	А-IV, А-VI	АГ-VI	Вр-I	В-II, Вр-II
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	+	+	+	+	+	-	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	+	+	+	-	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+	-	+	+	+	+	-	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,834	+	+	-	+	+	+	+	-	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	-	+	-	-	-	-	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	-	-	-	-	-	-	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	-	+	-	-	-	-	-	-	-
45	1590,4	3181	4771	6362	7952	9542	11133	12723	14313	12,49	-	+	-	-	-	-	-	-	-
50	1963,5	3927	5891	7854	9818	11781	13745	15708	17672	15,41	-	+	-	-	-	-	-	-	-
55	2376	4752	7128	9504	11880	14256	16632	19008	21384	18,65	-	+	-	-	-	-	-	-	-
60	2827	5654	8481	11308	14135	16962	19789	22616	22443	22,19	-	+	-	-	-	-	-	-	-
70	3848	7696	11544	15392	19240	23088	26936	30784	34632	30,21	-	+	-	-	-	-	-	-	-
80	5027	10055	15081	20108	25135	30162	35190	40216	45243	39,46	-	+	-	-	-	-	-	-	-

Таблица П2.3

### Сортамент арматурных канатов

Класс	Номинальный диаметр каната, мм	Диаметр проволок каната, мм	Площадь поперечного сечения каната, мм <sup>2</sup>	Теоретическая масса 1 п.м. каната, кг
К-7 (К1400)	4,5	1,5	12,7	0,1
	6	2	22,7	0,173
	7,5	2,5	35,4	0,279
	9	3	51	0,402
	12	4	90,6	0,714
	15	5	141,6	1,116
К-19 (К1500)	14	3	128,7	1,02

**Примечание.** Номинальный диаметр каната класса К-7 соответствует утроенному значению номинального диаметра проволоки

Таблица П2.4

**Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки**

Диаметр стержня одного направления, мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200
То же продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80

Значения коэффициентов  $\xi_R, \alpha_R, \xi, \eta, \alpha_m, \xi, \eta, \alpha_m$ 

Таблица ПЗ.1

Коэффициенты  $\xi_R, \alpha_R$  для элементов из тяжелого бетона без предварительного напряжения

Коэффициент условий работы $\gamma_{b2}$	Класс растянутой арматуры	Обозначение	Класс бетона										
			B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
0,9	А-III ( $\phi 10-40$ ) и Вр-I ( $\phi 4;5$ )	$\xi_R$	0,662	0,652	0,627	0,604	0,582	0,564	0,542	0,521	0,500	0,484	0,464
		$\alpha_R$	0,443	0,440	0,430	0,422	0,413	0,405	0,395	0,381	0,376	0,367	0,355
	А-II	$\xi_R$	0,689	0,680	0,650	0,632	0,610	0,592	0,571	0,550	0,531	0,512	0,490
		$\alpha_R$	0,452	0,449	0,439	0,432	0,424	0,417	0,408	0,399	0,390	0,381	0,370
	А-I	$\xi_R$	0,708	0,698	0,674	0,652	0,630	0,612	0,591	0,570	0,551	0,533	0,510
		$\alpha_R$	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,416	0,407	0,399	0,391	0,380
1,0	А-III ( $\phi 10-40$ ) и Вр-I ( $\phi 4;5$ )	$\xi_R$	0,628	0,619	0,591	0,563	0,541	0,519	0,498	0,473	0,453	0,434	0,411
		$\alpha_R$	0,431	0,427	0,416	0,405	0,395	0,384	0,374	0,361	0,350	0,340	0,327
	А-II	$\xi_R$	0,660	0,650	0,623	0,593	0,573	0,551	0,530	0,505	0,485	0,465	0,442
		$\alpha_R$	0,442	0,439	0,429	0,417	0,409	0,399	0,390	0,378	0,367	0,357	0,344
	А-I	$\xi_R$	0,682	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575	0,553	0,528	0,508	0,488	0,464
		$\alpha_R$	0,449	0,447	0,437	0,427	0,419	0,410	0,400	0,389	0,379	0,369	0,356

Продолжение таблицы ПЗ.1

Коэффициент условий работы $\gamma_{b2}$	Класс растянутой арматуры	Обозначение	Класс бетона										
			B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
1,1	А-III ( $\phi 10-40$ ) и Вр-I ( $\phi 4;5$ )	$\xi_R$	0,621	0,610	0,581	0,550	0,523	0,502	0,481	0,453	0,429	0,411	0,385
		$\alpha_R$	0,428	0,424	0,412	0,399	0,386	0,376	0,365	0,351	0,346	0,327	0,312
	А-II	$\xi_R$	0,650	0,642	0,613	0,582	0,556	0,534	0,514	0,485	0,477	0,442	0,417
		$\alpha_R$	0,439	0,436	0,425	0,413	0,401	0,391	0,382	0,361	0,363	0,344	0,330
	А-I	$\xi_R$	0,675	0,665	0,636	0,605	0,579	0,558	0,537	0,509	0,500	0,464	0,439
		$\alpha_R$	0,447	0,444	0,434	0,422	0,411	0,402	0,393	0,379	0,375	0,356	0,343

Таблица ПЗ.2

**Значение коэффициентов  $\xi_R$ ,  $\alpha_R$  для элементов из мелкозернистого бетона группы А, легкого и поризованного бетонов без предварительного напряжения**

Коэффициент условий работы $\gamma_{b2}$	Класс растянутой арматуры	Обозначение	Класс бетона									
			B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
0,9	А-III (ø10-40) и Вр-I (ø 4;5)	$\xi_R$	0,643	0,629	0,617	0,604	0,595	0,571	0,551	0,528	0,510	0,490
		$\alpha_R$	0,436	0,431	0,427	0,422	0,418	0,408	0,399	0,388	0,380	0,370
	А-II	$\xi_R$	0,671	0,657	0,644	0,632	0,623	0,599	0,577	0,556	0,539	0,519
		$\alpha_R$	0,446	0,441	0,437	0,432	0,429	0,420	0,411	0,401	0,394	0,384
	А-I	$\xi_R$	0,690	0,676	0,664	0,652	0,643	0,619	0,597	0,576	0,559	0,539
		$\alpha_R$	0,452	0,448	0,444	0,439	0,436	0,427	0,419	0,410	0,403	0,394
1,0	А-III (ø10-40) и Вр-I (ø 4;5)	$\xi_R$	0,609	0,594	0,578	0,563	0,553	0,526	0,496	0,471	0,451	0,432
		$\alpha_R$	0,424	0,418	0,411	0,405	0,400	0,388	0,373	0,360	0,349	0,339
	А-II	$\xi_R$	0,641	0,626	0,610	0,595	0,585	0,558	0,528	0,503	0,482	0,463
		$\alpha_R$	0,436	0,430	0,424	0,418	0,414	0,402	0,389	0,377	0,366	0,356
	А-I	$\xi_R$	0,663	0,648	0,633	0,618	0,608	0,581	0,551	0,526	0,506	0,486
		$\alpha_R$	0,443	0,438	0,433	0,427	0,423	0,412	0,399	0,388	0,378	0,368

**Коэффициенты  $\xi$ ,  $\eta$ ,  $\alpha_m$  для расчета изгибаемых элементов  
прямоугольного профиля**

$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$		$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,010		0,38	0,810	0,308
0,02	0,990	0,020		0,39	0,805	0,314
0,03	0,985	0,030		0,40	0,800	0,320
0,04	0,980	0,039		0,41	0,795	0,326
0,05	0,975	0,049		0,42	0,790	0,332
0,06	0,970	0,058		0,43	0,785	0,338
0,07	0,965	0,068		0,44	0,780	0,343
0,08	0,960	0,077		0,45	0,775	0,349
0,09	0,955	0,086		0,46	0,770	0,354
0,10	0,950	0,095		0,47	0,765	0,360
0,11	0,945	0,104		0,48	0,760	0,365
0,12	0,940	0,113		0,49	0,755	0,370
0,13	0,935	0,122		0,50	0,750	0,375
0,14	0,930	0,130		0,51	0,745	0,380
0,15	0,925	0,139		0,52	0,740	0,385
0,16	0,920	0,147		0,53	0,735	0,390
0,17	0,915	0,156		0,54	0,730	0,394
0,18	0,910	0,164		0,55	0,725	0,399
0,19	0,905	0,172		0,56	0,720	0,403
0,20	0,900	0,180		0,57	0,715	0,407
0,21	0,895	0,188		0,58	0,710	0,412
0,22	0,890	0,196		0,59	0,705	0,416
0,23	0,885	0,204		0,60	0,700	0,420
0,24	0,880	0,211		0,62	0,690	0,428
0,25	0,875	0,219		0,64	0,680	0,435
0,26	0,870	0,226		0,66	0,670	0,442
0,27	0,865	0,234		0,68	0,660	0,449
0,28	0,860	0,242		0,70	0,650	0,455
0,29	0,855	0,243		0,72	0,640	0,461
0,30	0,850	0,255		0,74	0,630	0,466
0,31	0,845	0,262		0,76	0,620	0,471
0,32	0,840	0,269		0,78	0,610	0,476
0,33	0,835	0,276		0,80	0,600	0,480
0,34	0,830	0,282		0,85	0,575	0,489
0,35	0,825	0,289		0,90	0,550	0,495
0,36	0,820	0,295		0,95	0,525	0,499
0,37	0,815	0,302		1,00	0,500	0,500

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	3
1. История развития методов расчета строительных конструкций.....	3
2. Предельные состояния железобетонных конструкций.....	5
2.1. Определение предельных состояний.....	6
2.2. Коэффициенты запаса .....	8
2.3. Нагрузки и воздействия.....	9
2.4. Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов.....	11
3. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций.....	13
3.1. Бетон.....	13
3.2. Арматура.....	16
4. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы.....	19
4.1. Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента.....	19
4.2. Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента.....	27
4.3. Расчет прочности внецентренно-сжатых элементов.....	31
4.4. Расчет прочности центрально-растянутых элементов.....	32
5. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы.....	33
5.1. Требования к трещиностойкости железобетонных конструкций .....	33
5.2. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента.....	34
5.3. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента.....	35
5.4. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента.....	36
5.5. Расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента.....	36
5.6. Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям.....	37

6. Основы проектирования предварительно напряженных конструкций.....	42
6.1. Сущность предварительного напряжения.....	43
6.2. Предварительное напряжение в железобетонных конструкциях.....	43
6.3. Потери предварительного напряжения.....	44
Список литературы.....	49
Приложение 1. Нормативные и расчетные характеристики бетона.....	51
Приложение 2. Нормативные и расчетные характеристики арматуры.....	55
Приложение 3. Значения коэффициентов $\xi_R$ , $\alpha_R$ , $\xi$ , $\eta$ , $\alpha_m$ .....	61

Отпечатано с оригинала автора  
в ГОУ ВПО «Братский государственный университет»  
665709, Братск, ул. Макаренко, 40  
Тираж 100 экз. Заказ